

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉVELOPPEMENT DE DALLES PRÉFABRIQUÉES CONÇUES EN BÉTONS
FIBRÉS À HAUTES ET ULTRA-HAUTES PERFORMANCES POUR LES
PONTS

FRÉDÉRIC LACHANCE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

DÉVELOPPEMENT DE DALLES PRÉFABRIQUÉES CONÇUES EN BÉTONS FIBRÉS À
HAUTES ET ULTRA-HAUTES PERFORMANCES POUR LES PONTS

présenté par : LACHANCE Frédéric

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. VACHON Dominic, M. Sc. A., membre

DÉDICACE

À mes parents, André et Cécile

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toutes les personnes, entreprises ou organismes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail de recherche. Il aurait été impossible de mener à terme ce projet sans leur précieuse collaboration.

D'abord, je souhaite remercier mon directeur de recherche Jean-Philippe Charron, pour m'avoir proposé un sujet de recherche stimulant. Je tiens à souligner sa façon articulée et précise d'exprimer les idées complexes ainsi que sa patience, qui ont grandement contribué à l'avancement de mes travaux. Je veux également remercier mon co-directeur de recherche Bruno Massicotte, qui grâce à son expérience et son expertise a toujours su trouver rapidement des solutions aux problèmes rencontrés en cours de route.

Les résultats expérimentaux de mon projet de recherche sont le fruit du travail d'équipe du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Merci à Cédric Androuët, Xavier Willem, Romain Siguier, Patrice Bélanger, David Ek, Martin Leclerc et Gaël Asorin, pour m'avoir initié au travail en laboratoire et partagé avec moi votre expertise. Je tiens également à remercier Benoît Marleau, Marie Conan, Paul Melois et Juliette Pham pour l'aide indispensable lors de la réalisation des spécimens.

Merci à l'équipe de Béton Brunet, en particulier Martin Montpetit et Christian Dumaresq.

Je tiens à souligner la contribution de Louis-Philippe Dumont, étudiant UPIR, pour l'aide au laboratoire et pour certaines figures en trois dimensions qui furent utilisées dans le présent mémoire et les présentations.

Je souhaite une excellente retraite bien méritée à Mme Anne-Marie Goulet. Sa contribution au sein du Groupe de Recherche en génie des Structures ne sera pas oubliée.

Je suis reconnaissant du soutien financier du Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT) et du Conseil de recherches en sciences naturelle et en génie du Canada (CRSNG), qui m'a permis de me consacrer pleinement à ma maîtrise.

Finalement, je suis redevable à tous les étudiants que j'ai côtoyés durant mon passage à l'École Polytechnique et qui ont favorisé mon intégration. Merci pour l'aide que vous m'avez apporté et l'ambiance de travail agréable au bureau.

RÉSUMÉ

Une forte proportion des dalles de pont du réseau routier québécois nécessitera une réhabilitation au cours des prochaines années. D'une part, un grand nombre d'ouvrages d'art ont atteint la fin de leur vie utile. D'autre part, les dalles sont des éléments structuraux sévèrement sollicités mécaniquement et par l'environnement. Il est donc fréquent que les propriétaires d'ouvrages aient à réparer ou à remplacer les dalles avant même que la durée de vie utile du pont ne soit atteinte. Notamment, la corrosion des armatures provoquée par l'utilisation abondante de sels de déverglaçage entraîne une détérioration accélérée des dalles en béton armé.

Les gestionnaires d'infrastructures cherchent donc des concepts structuraux d'installation rapide et d'excellente longévité pour les projets de réhabilitation des dalles de ponts, afin de limiter le nombre et la durée des interventions au cours de la vie utile des ouvrages. En effet, les travaux de réparation ou de construction de dalles de ponts entraînent des coûts indirects élevés, attribuables entre autres à la gestion de la circulation et au trafic dans les grands centres urbains.

C'est dans ce contexte que le développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances (BFHP et BFUP) est proposé. L'objectif général est d'accélérer la construction des ponts et d'améliorer la durabilité des dalles. Le recours aux dalles préfabriquées permet d'éliminer les délais de construction en chantier reliés au coffrage, à la disposition des armatures ainsi qu'à la coulée et la cure de la dalle. L'utilisation des bétons renforcés de fibres (BRF), qui présentent des résistances mécaniques très élevées et une grande capacité de déformation, permet d'envisager une durabilité accrue par rapport aux dalles en béton ordinaire.

Trois concepts de dalles préfabriquées utilisant les BRF ont été développés : une dalle en BFHP, une dalle de section hybride utilisant le BFHP et le BFUP, et enfin une dalle nervurée uniquement en BFUP. Afin de comparer le comportement des dalles en BRF avec celui des dalles coulées en place actuellement utilisées par l'industrie, une dalle de référence en béton ordinaire a aussi été étudiée. Le recours aux BRF a permis une réduction significative des quantités d'armature et également, dans le cas de la dalle nervurée, de la section de béton, par rapport à la dalle de référence. Pour chacun des quatre concepts, des spécimens de taille réelle ont été construits en usine. Les spécimens ont ensuite été testés en laboratoire en flexion 4 points sous chargements statique et cyclique.

Sous chargement statique, tous les concepts ont présenté un comportement adéquat en termes de résistance ultime et d'ouverture maximale des fissures en conditions de service, selon les prescriptions du Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Pour simuler le passage répété des camions sur un pont, un chargement cyclique a été appliqué à au moins un spécimen de chaque concept, puis ceux-ci ont été amenés à la rupture sous chargement monotonique. De façon générale, le chargement de fatigue n'affectait pas la résistance ultime des dalles lorsqu'on la comparait à celle des spécimens identiques testés en conditions statiques uniquement, sauf pour la dalle en BFHP. Pour ce concept, une rupture précoce de la dalle est survenue pendant l'essai cyclique. Ce comportement inadéquat a été attribué à la mauvaise qualité du béton à l'étape de production.

Pour les autres concepts, le chargement cyclique a permis de mettre en lumière le meilleur contrôle de la fissuration des dalles en BRF en conditions de service par rapport à la dalle de référence. Pour les dalles hybride et en BFUP, après avoir été soumises au chargement de fatigue, aucune fissure n'était visible à l'œil nu en conditions de service sur les spécimens. La dalle de référence présentait quant à elle des ouvertures de fissures de 0,44 mm en conditions de service après avoir été soumise au chargement de fatigue, alors que la limite permise par le code est de 0,25 mm. Ces résultats permettent de prédire une durabilité accrue des dalles incorporant les BRF.

Un logiciel d'éléments finis a permis une reproduction fidèle du comportement (rigidité et résistance) mesuré expérimentalement des dalles de référence, en BFHP et en BFUP. Enfin, la modélisation par analyse sectionnelle a permis de confirmer que cette méthode était adéquate pour le calcul de la résistance maximale des dalles soumises à de la flexion.

ABSTRACT

Many bridges across North America present deterioration signs and need a replacement. Some of them have reached their expected service life, while others have presented an accelerated deterioration due to the use of de-icing salts and the increase of traffic volume and live load magnitude. Concrete bridge decks, exposed to detrimental environmental conditions and heavy alternate loading, commonly struggle with corrosion, delamination and cracking problems.

Bridge-owners are therefore searching for long-lasting structural systems for bridge slab rehabilitation projects in order to reduce the number and the length of interventions over structures expected service life. They are also looking for accelerated and efficient construction methods to reduce traffic disruptions in urban areas or on roads where no alternative routes are available.

To address the aforementioned challenges, the development of full-depth precast slabs using high and ultra-high performance fibre reinforced concretes (HPFRC and UHPFRC) is proposed. The main objective is to accelerate bridge construction and improve durability compared to actual cast-in-place slabs. Pre-cast elements eliminate on-site construction time dedicated to forming, placing and tying the steel reinforcement, as well as placing and curing the concrete. HPFRC and UHPFRC present high mechanical strengths, large deformation capacities and low water permeability under loads, which makes them remarkably durable in comparison to conventional concrete.

Three slab configurations using fibre reinforced concrete (FRC) were developed: one design using HPFRC, one hybrid design using HPFRC and UHPFRC, and one ribbed slab type design using UHPFRC only. One high strength concrete (HPC) slab was also studied as a reference. In comparison with the HPC design the use of FRC allowed significant reduction of reinforcement and, in the case of UHPFRC ribbed slab concept, a reduction of concrete volume. A total of thirteen full-scale slabs were built for the experimental program. Three identical specimens were built for the HPC, HPFRC and hybrid designs and four for the UHPFRC design. The first two specimens of each group were subjected to a quasi-static loading up to failure, the first one in positive bending and the second one in negative bending. The remaining specimens were submitted to cyclic loading simulating multiple truck axles circulating on the slab. In order to

assess the residual strength of each slab subjected to cyclic loading, a static test up to failure was performed thereafter.

Under static loading only, all designs exceed the Canadian Highway Bridge Design Code (CSA-S6) criteria in terms of ultimate strength and maximum crack width in service conditions. In general, the cyclic loading did not over-affect ultimate strength of slabs, except for the HPFRC design. In that case, a premature failure was observed during the fatigue test. This inadequate behaviour was attributed to the poor quality of the concrete during the production.

No cracks were visible to the naked eye in service conditions for the hybrid and UHPFRC slabs tested in fatigue. For its part, the HPC slab showed crack openings up to 0.44 mm in service conditions after cyclic loading. This exceeded largely the 0.25 mm CSA-S6 crack width criterion. Based on these results, HPFRC and UHPFRC can be expected to improve durability of structures.

Finite element models were developed and they provided an accurate reproduction of test results in terms of stiffness, ultimate strength and displacement for the HPC, HPFRC and UHPFRC designs. Finally, sectional analysis was proven to give appropriate results when computing ultimate strength of slabs under bending.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIX
LISTE DES ANNEXES	XXII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs et portée	3
1.3 Méthodologie	4
1.3.1 Volet conception	4
1.3.2 Volet expérimental	5
1.3.3 Volet analytique	5
1.4 Organisation du mémoire	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	7
2.1 Introduction	7
2.2 Les bétons renforcés de fibres	7
2.2.1 Les fibres	7
2.2.2 Formulation des mélanges.....	9
2.2.3 Comportement en traction.....	11

2.2.4	Orientation des fibres	13
2.2.5	Durabilité.....	17
2.3	Les dalles préfabriquées	24
2.3.1	Prédalles	25
2.3.2	Joints de chantier	26
2.4	Les dalles de pont en BRF au Québec : un bref historique	28
2.5	Règles de conception des dalles en béton armé	31
2.5.1	Épaisseur minimale	31
2.5.2	Armature minimale	32
2.5.3	Contrôle de la fissuration	32
2.5.4	Enrobage minimal	32
2.5.5	Écart des contraintes dans les armatures	32
CHAPITRE 3	MÉTHODOLOGIE.....	33
3.1	Conception préliminaire.....	33
3.1.1	Pont modèle.....	33
3.1.2	Calcul des charges	33
3.1.3	Analyse sectionnelle.....	35
3.2	Fabrication.....	40
3.2.1	Formulation des bétons	40
3.2.2	Étapes de construction.....	40
3.2.3	Essais de caractérisation.....	44
3.3	Procédure expérimentale	46
3.3.1	Description du montage	46
3.3.2	Essai statique	48

3.3.3	Essai cyclique	48
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: “DEVELOPMENT OF PRECAST BRIDGE SLABS IN HPFRC AND UHPFRC”		
		57
4.1	Abstract	57
4.2	Introduction	57
4.3	Research significance	59
4.4	Experimental program	59
4.4.1	Design procedure	59
4.4.2	Material properties	62
4.4.3	Specimens	64
4.4.4	Test setup and instrumentation	64
4.5	Test results	65
4.5.1	Static behavior	65
4.5.2	Cyclic behavior	67
4.5.3	Static behavior after cyclic loading	69
4.5.4	Cracking pattern	72
4.6	Discussion	73
4.6.1	Static loading	73
4.6.2	Cyclic loading	74
4.6.3	Effect of fatigue on static loading	75
4.6.4	Further research	75
4.7	Conclusions	76
4.8	Acknowledgement	77
4.9	References	77
CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET ANALYSES COMPLÉMENTAIRES		80

5.1	Résultats expérimentaux de la dalle en BFHP	80
5.1.1	Comportement statique	80
5.1.2	Comportement cyclique	82
5.1.3	Comportement statique après le chargement cyclique	82
5.2	Modélisation par éléments finis	84
5.2.1	Modèle	85
5.2.2	Propriétés des matériaux	87
5.2.3	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux	93
5.3	Modélisation par analyse sectionnelle	96
5.4	Discussion générale	99
5.4.1	Critique des concepts	99
5.4.2	Déficiences du mélange de BFHP	103
5.4.3	Essai cyclique	105
5.4.4	Orientation des fibres dans les dalles	105
5.4.5	Modélisation	107
CHAPITRE 6	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	108
6.1	Rappel des objectifs et de la méthodologie	108
6.2	Conclusions	109
6.3	Recommandations	110
6.4	Recherches complémentaires	111
BIBLIOGRAPHIE	113
ANNEXES	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Tabliers de ponts en BRF construits au Québec	30
Tableau 3.1: Économies de matériaux par rapport à la dalle de référence.....	38
Tableau 3.2: Composition des bétons	40
Tableau 3.3: Propriétés mécaniques des bétons	44
Tableau 3.4: Efforts calculés pour l'essai de fatigue	52
Table 4.1: Composition of concretes.....	63
Table 4.2: Mechanical properties of concretes.....	63
Table 4.3: Average monitored values during cyclic loading	74
Tableau 5.1: Dimensions des plaques d'acier, en mm	86
Tableau 5.2: Lois multilinéaires de l'acier d'armature	88
Tableau 5.3: Propriétés de base des bétons introduites dans ATENA	89
Tableau 5.4: Propriétés d'interface entre la dalle de béton et les plaques d'acier	92
Tableau 5.5: Résistance maximale de l'essai statique, en kN.m/m.....	95
Tableau 5.6: Résultats AIS.....	99
Tableau 5.7: Résultats de l'analyse d'image des dalles	105

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Vue conceptuelle du système de dalles préfabriquées	4
Figure 2-1: Fibres d'acier Dramix 65/35 (gauche) et OL 10/0.20 (droite)	9
Figure 2-2: Recherche de la compacité optimale d'un BRF à l'aide d'un maniabilimètre selon Rossi (1998)	10
Figure 2-3: Comportement en traction directe des BRF. Adapté de Naaman (2007)	12
Figure 2-4: Loi de comportement en traction directe en fonction de l'orientation moyenne des fibres : a) Comportement pré-pic; b) Comportement post-pic. (Delsol & Charron, 2012)....	14
Figure 2-5: Essais de caractérisation pour la traction du BRF : a) traction directe; b) prisme entaillé; c) dalle circulaire. de Montagnac et al. (2011a)	16
Figure 2-6: Effet de l'ouverture des fissures sur la perméabilité. Adapté de Banthia et al. (2012)	17
Figure 2-7: Évolution de la perméabilité en fonction du temps pour différentes ouvertures de fissure. Adapté de Aldea et al. (2000)	18
Figure 2-8: Représentation schématique du patron de fissuration de tirants : a) béton normal; b) béton renforcé de fibres. Adapté de Berrocal et al. (2013)	20
Figure 2-9: Perméabilité en fonction du dosage en fibres : a) perméabilité vs force; b) perméabilité vs contrainte moyenne dans la barre d'armature (Hubert et al., 2014)	21
Figure 2-10: Concept de prédalle (Lessard, 2009)	26
Figure 2-11: Réserve pour les goujons. Adapté de Issa et al. (2000)	27
Figure 2-12: Exemples de joints coulés sur place : a) joint avec barres d'armature en U; b) joint avec barres d'armatures droites (Hansen & Jensen, 1999)	27
Figure 3-1: Coupe transversale du pont modèle (Bastien, 2004)	33
Figure 3-2: Disposition type de l'armature d'une dalle en béton armé (MTQ, 2009)	36
Figure 3-3: Abaque donnant l'espacement des barres transversales en fonction de la portée utile «S» pour de l'armature 15M (MTQ, 2009)	36

Figure 3-4: Concepts de dalles proposés pour l'étude	37
Figure 3-5: Géométrie et armature des spécimens de dalles : a) BHP; b) BFHP; c) hybride; d) BFUP	38
Figure 3-6: Analyse sectionnelle des dalles en flexion positive : a) moment-courbure; b) moment-ouverture de fissure	39
Figure 3-7: Analyse sectionnelle des dalles en flexion négative : a) moment-courbure; b) moment-ouverture de fissure.....	39
Figure 3-8: Armature de la dalle en BFHP	41
Figure 3-9: Mise en place de l'armature de la dalle de référence en BHP	41
Figure 3-10: Disposition des coffrages avant la coulée de la 2 ^e journée de fabrication	42
Figure 3-11: Mise en place du BFUP pour les dalles hybrides	43
Figure 3-12: Finition (en haut) et cure (en bas) des dalles.....	44
Figure 3-13: Comportement en traction du BFHP : a) pré-pic; b) post-pic	45
Figure 3-14: Comportement en traction du BFUP : a) pré-pic; b) post-pic	45
Figure 3-15: Plans du montage d'essai	46
Figure 3-16: Vue 3D du montage d'essai.....	47
Figure 3-17: Montage expérimental	47
Figure 3-18: Poutre de transfert du montage.....	48
Figure 3-19: Déroulement de l'essai de fatigue	49
Figure 3-20: Définition des variables pour le calcul du moment M_0	50
Figure 4-1: Factored bending moment for live loads according to girder spacing (Note: 1 m = 3.28 ft; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft).....	60
Figure 4-2: Slab specimens cross-section: a) HPC; b) hybrid; c) UHPFRC (Note: all dimensions in mm. 1 mm = 0.039 in).....	61
Figure 4-3: Measured tensile behavior of FRC: a) pre-peak behavior; b) post-peak behavior (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 MPa = 0.145 ksi)	63

Figure 4-4: Four point bending test setup (Note: 1 mm = 0.039 in)	65
Figure 4-5: Static behavior under positive bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)	66
Figure 4-6: Static behavior under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)	66
Figure 4-7: Evolution of various monitored values during cyclic loading: a) midspan deflection at maximum load level; b) reinforcement stress variation; c) crack opening range (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 MPa = 0.145 ksi).....	69
Figure 4-8: Effect of fatigue for HPC slab under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)	70
Figure 4-9: Effect of fatigue for hybrid slab under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)	70
Figure 4-10: Effect of fatigue for UHPFRC slab under positive bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)	71
Figure 4-11: Effect of fatigue for UHPFRC slab under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)	71
Figure 4-12: Visible cracking pattern ($w > 0.10$ mm [0.004 in]) during final static loading, after 10^6 cycles.....	73
Figure 5-1: Comportement statique en flexion positive : a) moment vs flèche au centre; b) moment vs ouverture maximale des fissures.....	81
Figure 5-2: Comportement statique en flexion négative : a) moment vs flèche au centre; b) moment vs ouverture maximale des fissures.....	81

Figure 5-3: Évolution de la dégradation de la dalle en BFHP pendant l'essai de fatigue : a) flèche au centre; b) ouverture des fissures	82
Figure 5-4: Effet du chargement cyclique sur la dalle en BFHP en flexion négative : a) moment vs flèche au centre; b) moment vs ouverture maximale des fissures	83
Figure 5-5: Patron de fissuration à l'ultime de la dalle en BFHP testée en fatigue	84
Figure 5-6: Géométrie de la dalle nervurée en BFUP : a) dimensions théoriques; b) dimensions utilisées pour le modèle	85
Figure 5-7: Maillage de la dalle de référence en BHP pour le moment positif.....	86
Figure 5-8: Conditions aux frontières du modèle ATENA	87
Figure 5-9: Courbes contrainte-déformation de l'acier d'armature	88
Figure 5-10: Comportement en traction des BFHP : a) pré-pic; b) post-pic	89
Figure 5-11: Comportement en traction des BFUP : a) pré-pic; b) post-pic	90
Figure 5-12: Loi de traction utilisée selon la zone de la dalle en BFUP	92
Figure 5-13: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle de référence en BHP : a) moment positif; b) moment négatif	93
Figure 5-14: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle en BFHP : a) moment positif; b) moment négatif.....	93
Figure 5-15: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle hybride : a) moment positif; b) moment négatif	94
Figure 5-16: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle nervurée en BFUP : a) moment positif; b) moment négatif.....	94
Figure 5-17: Relation moment-courbure de la dalle en BFHP : a) moment positif; b) moment négatif.....	97
Figure 5-18: Relation moment-courbure de la dalle hybride : a) moment positif; b) moment négatif.....	98
Figure 5-19: Relation moment-courbure de la dalle en BFUP : a) moment positif; b) moment négatif.....	98

Figure 5-20: Résultats de l'analyse par éléments finis de la dalle en BFHP avec deux lois de traction différentes : a) moment positif; b) moment négatif102

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
AEA	Adjuvant entraîneur d'air
AFGC	Association Française de Génie Civil
AIS	Analyse Inélastique des Sections
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATENA	Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis
BFHP	Béton fibré à hautes performances
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton à hautes performances
BRF	Béton renforcé de fibres
Ca(OH)_2	Hydroxyde de calcium (chaux éteinte)
CMD	Coefficient de majoration dynamique
CSA	Canadian Standards Association
E/L	Eau/liants
ÉLF	État limite de fatigue
ÉLUL	État limite ultime
ÉLUT	État limite d'utilisation
EPM	École Polytechnique de Montréal
l/d	Longueur/diamètre
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LVDT	Linear Variable Differential Transformer

MTQ	Ministère des Transports du Québec
NLCem2	Modèle de matériau CC3DNonLinCementitious2

LISTE DES SYMBOLES

A_s	Aire de l'armature tendue
b	Largeur de la section
c_{cr}	Profondeur de la zone comprimée d'une section fissurée
d	Position du centre de gravité des aciers tendus par rapport à la fibre comprimée
d_b	Diamètre de la barre d'armature
d_f	Diamètre d'une fibre
E	Module d'élasticité
f'_c	Résistance à la compression du béton
f'_t	Résistance à la traction du béton
f_s	Contrainte dans l'acier d'armature
h	Hauteur d'un élément
I_{cr}	Inertie fissurée
l_f	Longueur d'une fibre
L_r	Longueur caractéristique
M_0	Moment fléchissant causé par le poids propre et le système de chargement
M_D	Moment de flexion causé par la charge permanente
M_{exp}	Moment de flexion mesuré expérimentalement
M_f	Moment de flexion pondéré (à l'ÉLUL)
M_L	Moment de flexion causé par la charge vive
M_{max}	Moment maximal

M_{\min}	Moment minimal
M_r	Moment de flexion résistant pondéré
M_s	Moment de flexion en service (à l'ÉLUT)
n	Rapport des modules élastiques de l'acier et du béton
P	Charge de roue maximale du camion CL-625
	Poids total du système de chargement
P_{\max}	Charge maximale
P_{\min}	Charge minimale
P_{ult}	Charge ultime
r_c	Coefficient de réduction de la résistance en compression du béton
s_m	Espacement des fissures
S_e	Portée transversale effective des poutres principales du pont
w	Ouverture de fissure
	Charge uniformément répartie
w_D	Charge uniformément répartie causée par la charge permanente
w_{\max}	Ouverture maximale de fissure
α_D	Coefficient de pondération de la charge permanente
γ	Poids volumique d'un matériau
$\Delta\sigma_s$	Écart de contrainte dans l'acier d'armature
ε	Déformation dans un élément
ν	Coefficient de Poisson
σ	Contrainte dans un élément
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Paramètres de conception AIS	120
Annexe B – Plans de l’armature des dalles	128
Annexe C – Fiches des gâchées de béton.....	130
Annexe D – Journaux de fabrication des spécimens.....	133
Annexe E – Protocoles de chargement.....	143
Annexe F – Fissuration des spécimens après l’essai statique	151
Annexe G – Modèles ATENA	155
Annexe H – Informations numériques complémentaires	158

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Une forte proportion des dalles de pont du réseau routier québécois est détériorée et nécessitera une réhabilitation au cours des prochaines années. Sur plus de 5000 infrastructures routières, le Ministère des Transports du Québec (MTQ) estime que le tiers de celles-ci ont besoin de réparation ou doivent être remplacées (Le Devoir, 2014). D'une part, la majorité de ces structures a été construite dans les années 1960 et 1970 et plusieurs ouvrages atteignent la fin de leur vie utile (Lessard, 2009). D'autre part, les dalles sont des éléments structuraux sévèrement sollicités mécaniquement et par l'environnement. En effet, l'utilisation abondante de sels de déverglaçage ainsi que l'augmentation du nombre et de l'intensité des charges vives ont eu pour effet d'accélérer le vieillissement des dalles en béton armé. Selon une étude publiée en 1998, un ouvrage sur quatre au Québec présentait des signes de détérioration comme le délaminage ou des traces de rouille (Petre-Lazar, 2001). Malgré l'amélioration de l'état du parc d'infrastructures routières, encore aujourd'hui des milliards de dollars sont dépensés chaque année en Amérique du Nord pour la réparation des dalles de ponts endommagées (Lachemi et al., 2007).

Les autorités en matière de transport seront donc confrontés au cours des prochaines décennies à intervenir sur de nombreux ponts qui de surcroît présentent parfois un trafic autoroutier très élevé. Les gestionnaires d'infrastructures, aujourd'hui engagés dans la voie du développement durable, cherchent des concepts structuraux d'installation rapide et d'excellente longévité pour les projets de réhabilitation des dalles de ponts, afin de limiter le nombre et la durée des interventions au cours de la vie utile des ouvrages (Greybeal, 2012). En effet, les travaux de réparation ou de construction de dalles de ponts entraînent des coûts indirects élevés, attribuables entre autres à la gestion de la circulation et au trafic dans les grands centres urbains, qui s'additionnent aux coûts directs (matériaux, main d'œuvre, etc.) (Badie & Tadros, 2008).

Au fil des ans, beaucoup d'efforts ont été déployés par les ingénieurs afin d'améliorer la durabilité des dalles de ponts (Maltais, 2005). Les méthodes les plus communes pour prévenir l'initiation et freiner la propagation de la corrosion sont l'utilisation de barres d'armature galvanisées ou recouvertes d'époxy et l'usage de béton à hautes performances (BHP). Aussi, de plus grandes épaisseurs d'enrobage ont été spécifiées dans le but d'augmenter le temps requis aux

ions chlorures pour pénétrer jusqu'aux armatures par diffusion et déclencher le processus de corrosion. Toutefois, un plus grand enrobage des armatures conduit à des fissures plus espacées et plus larges en conditions de service (Gergely & Lutz, 1968). En effet, les barres plus éloignées de la surface sont moins efficaces pour contrôler la fissuration causée par les charges extérieures, le retrait restreint et les gradients thermiques. Par conséquent, une grande épaisseur d'enrobage protège les barres dans les zones où le béton est sain (non fissuré), mais facilite l'entrée des agents corrosifs au droit des fissures. En outre, des constructions de dalles en BHP coulées en place ont démontré une fissuration accrue de ces éléments en raison du retrait endogène élevé de ce matériau (Massicotte et al., 2000a).

Le développement de dalles préfabriquées utilisant les bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances (BFHP et BFUP) se situe à ce jour parmi les démarches les plus prometteuses pour accélérer la construction des ponts et améliorer la qualité et la durabilité des dalles. D'une part, les avantages de la préfabrication ont été démontrés maintes fois par le passé (Badie & Tadros, 2008). D'abord, les délais de construction reliés au coffrage, à la disposition des armatures ainsi qu'à la coulée et la cure de la dalle sont éliminés. Ensuite, les éléments préfabriqués fournissent une qualité de produit supérieure aux éléments faits en chantiers grâce au contrôle précis des procédés industriels. Enfin, la fissuration au jeune âge retrouvée sur une dalle coulée en chantier est principalement évitée, puisque la cure a lieu dans un environnement contrôlé (température constante, humidité élevée, aucune vibration). La fissuration due au retrait restreint est quant à elle minimisée en raison de l'utilisation d'éléments de taille limitée coulés séparément puis assemblés bout-à-bout, plutôt qu'un unique élément coulé en entier sans joints. D'autre part, les BFHP et les BFUP présentent des résistances mécaniques très élevées et une grande capacité de déformation permettant de limiter les ouvertures de fissures sous diverses sollicitations (Rossi, 1998; Braike, 2007). En conditions de service, leur perméabilité à l'eau est donc très faible et il est aujourd'hui reconnu que les fibres d'acier accroissent la durabilité du béton (Lawler et al., 2002; Rapoport et al., 2002; Desmettre & Charron, 2012; 2013; Hubert et al., 2014). De ce fait, l'utilisation de bétons à haute teneur en fibres d'acier est proposée afin de garantir la durabilité des dalles de ponts.

Les BFHP et les BFUP représentent ainsi une alternative très intéressante à l'utilisation de béton conventionnel pour la réhabilitation des ponts existants. Leur grande résistance mécanique permet une réduction significative du volume d'armatures lors de la conception, tandis que leur

grande durabilité permet d’entrevoir une diminution du nombre d’interventions durant la vie utile de l’ouvrage ainsi qu’une durée de vie utile prolongée.

1.2 Objectifs et portée

En 2007, un important programme de recherche de cinq ans a été mis sur pied par les professeurs Jean-Philippe Charron et Bruno Massicotte, en partenariat avec la Ville de Montréal et Béton Brunet, dans le but de développer les éléments préfabriqués en bétons renforcés de fibres (BRF) pour les ponts. Le présent projet s’inscrit dans la seconde phase de ce vaste programme de recherche, débutée en 2012 et également d’une durée de cinq ans, auquel se sont ajoutés les partenaires Euclid Canada et la Société des ponts Jacques-Cartier et Champlain.

Le but général du projet est d’optimiser le dimensionnement de dalles préfabriquées afin d’obtenir un niveau de performance mécanique et de durabilité supérieur à celui d’une dalle coulée sur place, avec l’avantage d’un gain de temps très significatif à l’installation. De façon plus spécifique, les objectifs suivants devront être atteints au terme du projet :

- optimiser la conception de dalles préfabriquées en BRF avec des logiciels d’analyse sectionnelle et par éléments finis;
- produire des dalles préfabriquées de taille réelle en milieu industriel;
- mesurer en laboratoire la performance des dalles sous chargements statiques et cycliques;
- valider les prédictions des logiciels par comparaison avec les résultats expérimentaux;
- proposer des recommandations pour l’usage de dalles préfabriquées en bétons fibrés.

Le concept de dalle préfabriquée, présenté à la Figure 1-1, est applicable aux ponts à poutres en acier ou en béton. La portée du présent projet se limite au comportement structural des dalles en flexion transversale entre les poutres extérieures. Par conséquent, certaines considérations essentielles dans la conception complète d’un système de dalle préfabriquée telles que le design du porte-à-faux, la connexion avec le parapet, les joints transversaux entre les panneaux et la jonction longitudinale au-dessus des poutres afin de développer l’action composite, ne sont pas traitées.

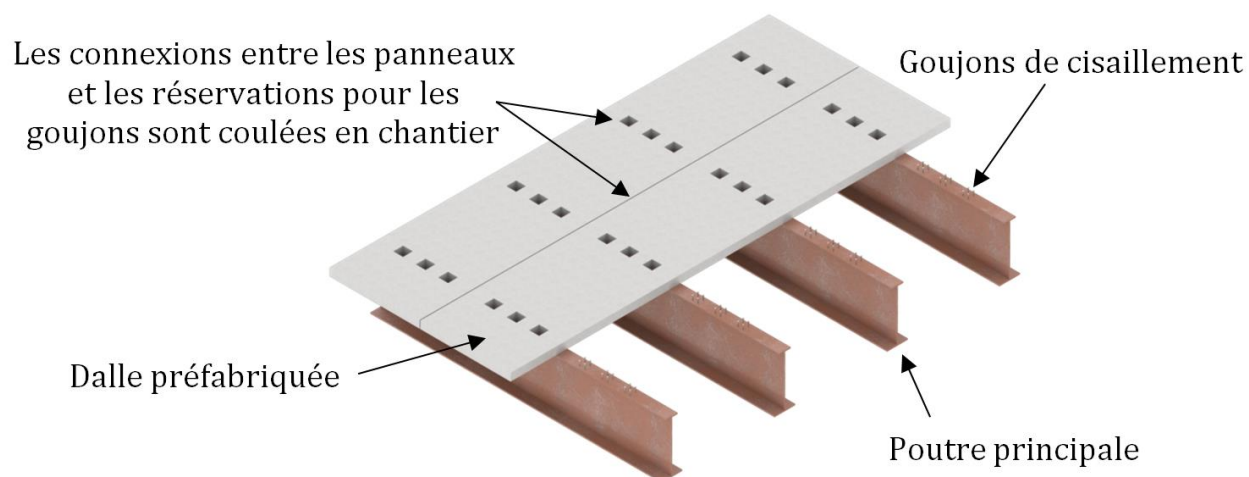


Figure 1-1: Vue conceptuelle du système de dalles préfabriquées

1.3 Méthodologie

1.3.1 Volet conception

La première étape du projet consistait à analyser les efforts dans les dalles de ponts puis à concevoir des dalles préfabriquées en réduisant leur section et leur quantité d'armatures à l'aide du logiciel d'analyse sectionnelle AIS (Massicotte et al., 2014a), développé à l'École Polytechnique de Montréal. La méthode d'analyse simplifiée du Code (CSA, 2006) a été utilisée pour déterminer les efforts de flexion transversale causés par la surcharge routière. Différents concepts ont été étudiés en considérant les BFHP et les BFUP, de même qu'une section de dalle simple ou de dalle hybride. Il s'agissait de trouver les concepts optimaux de dalles au niveau mécanique, durabilité et coûts. La géométrie de la dalle ainsi que la quantité d'armature étaient les variables principales à considérer. De plus, les critères de résistance et de durabilité énoncés par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA, 2006) et le Manuel de conception du Ministère des Transports du Québec (MTQ, 2009) devaient être respectés.

Rossi (2002) distingue deux cas de figures concernant l'utilisation favorable du BRF. La première situation est celle où le BRF remplace une certaine partie de l'armature afin d'atteindre une résistance ultime équivalente aux structures en béton armé ou précontraint. La seconde concerne le cas où le BRF remplace le béton ordinaire, sans qu'il y ait diminution de la quantité d'armature. Dans ce cas, il est reconnu qu'il existe un effet synergique entre l'armature et les

fibres qui confère à de telles structures une amélioration marquée des performances mécaniques. L'utilisation des BRF dans le présent projet de recherche se situe dans la première catégorie.

Le BFUP présente des propriétés mécaniques exceptionnelles tant en traction qu'en compression et une très faible perméabilité, mais son coût est très élevé. L'innovation majeure du présent projet de recherche a été d'utiliser le BFUP en mince couche à la surface supérieure de la dalle, pour exploiter au maximum sa capacité mécanique et sa durabilité, en combinaison avec un BFHP meilleur marché pour le reste de l'épaisseur de la dalle. La conception de dalles préfabriquées hybrides, c'est-à-dire comprenant des couches de béton de différentes gammes, permet de maximiser l'apport mécanique de chacun des bétons utilisés. Il s'agissait d'un défi technique qui contribuera à l'avancement des connaissances de l'industrie de la construction.

1.3.2 Volet expérimental

La deuxième étape du projet consistait en l'élaboration et la mise en œuvre d'un programme expérimental afin de mesurer la résistance ultime et le comportement en service des concepts de dalle. Des spécimens de taille réelle ont été fabriqués à l'usine de Béton Brunet, un partenaire du projet de recherche. Trois concepts de dalles en BRF furent construits : le premier en BFHP, le deuxième en combinant BFHP et BFUP et le troisième en BFUP. Un quatrième concept en béton ordinaire, dimensionné selon le Manuel de Conception de MTQ, a aussi été construit afin de servir de référence. Les dalles ont ensuite été transportées au laboratoire pour être testées en conditions statique et cyclique dans un montage de flexion 4 points. Les spécimens chargés de façon cyclique ont également été testés à la rupture après l'essai de fatigue.

1.3.3 Volet analytique

La dernière étape du projet consistait à analyser les résultats expérimentaux recueillis pour confirmer la performance mécanique des dalles préfabriquées. Des modèles par éléments finis furent aussi créés avec le logiciel ATENA (Cervenka Consulting, 2012) afin de reproduire les essais statiques en laboratoire. Des recommandations ont finalement pu être proposées pour favoriser l'usage de ces dalles dans les ponts.

1.4 Organisation du mémoire

Le premier chapitre introduit le projet de recherche. Le deuxième chapitre est une revue de littérature. Les principaux sujets relatifs au projet sont traités. Le troisième chapitre fournit les renseignements méthodologiques complémentaires à un article scientifique accepté pour publication dans la revue ACI Structural Journal, présenté au quatrième chapitre. Cet article met l'accent sur le volet expérimental. Il est à noter que les résultats concernant la dalle en BFHP n'ont pas été inclus dans l'article. Ces résultats se retrouvent au cinquième chapitre, qui contient également l'information détaillée sur les analyses par éléments finis ainsi qu'une discussion générale. Enfin, le sixième chapitre fait la synthèse de tous les chapitres. Des recommandations pour des futurs projets de recherche sont aussi présentées.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Le béton renforcé de fibres (BRF) est étudié de façon exhaustive depuis près de trente ans. Plus récemment, les progrès réalisés sur le plan de la théorie des mélanges granulaires ainsi que sur le plan de la rhéologie ont permis l'émergence de bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances (BFHP et BFUP). Toutefois, l'utilisation de ces matériaux à des fins structurales requiert non seulement une excellente compréhension de la formulation, mais également de la mise en œuvre, des propriétés mécaniques ainsi que de la théorie de conception associée aux éléments structuraux. La maîtrise de tous ces champs de connaissances permet d'aboutir à une conception optimisée des éléments structuraux en BRF.

Le présent chapitre a donc pour but de présenter les différents aspects scientifiques reliés directement au projet. Les sujets discutés sont le béton renforcé de fibres, les dalles préfabriquées et les dalles en BRF pour les ponts ainsi que les règles de conception des dalles de ponts en béton armé.

À noter que tout au long de ce mémoire, sauf indication contraire, la dénomination générique «béton renforcé de fibres» ou son acronyme BRF désigne un béton renforcé de fibres d'acier. Elle englobe donc les BFHP et les BFUP.

2.2 Les bétons renforcés de fibres

2.2.1 Les fibres

Le béton étant fragile en traction, l'ajout de fibres a pour but de fournir une capacité de déformation et de reprise d'efforts après fissuration à ce matériau. Fabriquées à partir d'une grande variété de matériaux et disponibles en diverses formes, les fibres sont choisies et dosées selon l'effet recherché et les caractéristiques de la matrice cimentaire. Par exemple, on sait qu'un faible volume de fibres (moins de 1%) s'avère efficace pour réduire la fissuration due au retrait plastique (Kosmatka et al., 2004). Pour ce genre d'application, les fibres organiques ou synthétiques de faible module d'élasticité sont appropriées puisqu'en début de prise le module du béton est encore faible (Massicotte, 2013). Pour améliorer le comportement structural, on utilise

principalement des fibres métalliques, lesquelles possèdent un module élastique élevé. Dans le cadre du présent projet de recherche, comme l'apport structural des fibres était primordial, des fibres d'acier ont été logiquement sélectionnées.

On exprime le dosage des fibres dans le béton en kg/m^3 , ou encore en pourcentage volumique du béton. Pour les fibres d'acier, on obtient le pourcentage volumique en divisant la masse de fibres par mètre cube de béton par la masse volumique de l'acier, soit 7850 kg/m^3 . Ainsi, un dosage de 1% de fibres d'acier dans un béton équivaut à une quantité d'environ 80 kg/m^3 .

Outre les propriétés physiques des fibres et de la matrice, les caractéristiques d'un BRF sont essentiellement fonction de l'élancement des fibres (ratio longueur sur diamètre) et de leur type d'ancrage. Pour être efficace au niveau du contrôle des fissures, Massicotte et al. (2000a) mentionnent que l'élancement devrait être le plus élevé possible, idéalement au-dessus de 50. Également, selon Rossi (1998), il est impératif que la longueur de la fibre soit plus grande que le diamètre du plus gros granulats, dans un rapport de deux à trois. Typiquement, les fibres reprennent les efforts au travers des fissures par adhérence et par ancrage mécanique. Dans les bétons normaux et les bétons à hautes performances (BHP), les fibres droites n'ont pas une adhérence suffisante pour procurer un effet de renforcement satisfaisant. On utilise donc préférentiellement dans ces matériaux des fibres avec ancres profilés (crochets, fibres ondulées, etc.), avec des dosages limités à environ 120 kg/m^3 (1,5%) (Denarié, 2004). Au contraire, dans les BFUP, l'extrême compacité de la matrice cimentaire permet d'obtenir une adhérence suffisante pour utiliser des fibres droites assez courtes en pourcentage plus élevé (2 à 5%). En se basant sur le transfert des efforts et la dissipation d'énergie lors de l'arrachement des fibres, Denarié (2004) arrive à une fibre idéale de 13 mm de long et 0.15 mm de diamètre pour le BFUP. Enfin, le mécanisme de rupture à privilégier pour tous les BRF est l'arrachement juste avant la rupture en tension de la fibre (Massicotte et al., 2000a), pour éviter la fragilité apportée par la rupture.

La Figure 2-1 présente les fibres employées dans les deux mélanges de BRF sélectionnés pour la conception des dalles de ce projet de recherche. La fibre à crochets Dramix 65/35 est utilisée pour le béton fibré à hautes performances de résistance à la compression de 50 MPa, tandis que la fibre OL 10/0.20 est utilisée pour le béton fibré à ultra-hautes performances de résistance à la compression de 120 MPa.



Figure 2-1: Fibres d'acier Dramix 65/35 (gauche) et OL 10/0.20 (droite)

2.2.2 Formulation des mélanges

L'introduction d'un pourcentage élevé de fibres dans une matrice de béton a pour effet de diminuer la maniabilité du matériau et d'altérer sa compacité (Rossi, 2002). La formulation d'un BRF ne se résume donc pas au simple ajout de fibres dans un béton préalablement optimisé sans ces dernières. Rossi (2002) précise également que pour des mélanges comportant au moins 50 kg/m³ de fibres, il est impératif de reformuler la matrice.

Il existe une méthode expérimentale de formulation largement validée et utilisée en France, qui a été développée au Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC). Il s'agit de la méthode Baron-Lesage. Elle est décrite en détails dans (Rossi, 1998). De manière pratique, elle se décompose en trois étapes :

1. On choisit d'abord les paramètres fixes (rapport eau/liant, diamètre du plus gros granulat, type et pourcentage de fibres, maniabilité désirée)
2. On fait varier le rapport massique S/G (S : sable, G : granulats) et on détermine pour chaque valeur de ce rapport la maniabilité correspondante. La maniabilité est caractérisée

par une valeur de temps d'écoulement ou d'affaissement, selon le type de béton développé (béton autoplaçant ou non autoplaçant). En général, entre cinq et dix gâchées sont nécessaires pour tracer la courbe de maniabilité en fonction du rapport S/G et ainsi déterminer celui qui correspond à la maniabilité optimale (Figure 2-2).

3. Si la maniabilité correspondant à l'optimum du squelette granulaire est différente de la maniabilité fixée à l'étape 1, il suffit alors soit d'augmenter ou de diminuer le volume de liant, soit d'ajouter un superplastifiant s'il n'y en avait pas initialement ou d'en augmenter ou d'en diminuer la quantité, pour atteindre cette maniabilité souhaitée.

C'est cette méthode qui a été utilisée au laboratoire de Polytechnique pour mettre au point, à partir de matériaux disponibles localement, le BFHP (Conan et al., 2013) et le BFUP (Braïke, 2007), utilisés dans le présent projet.

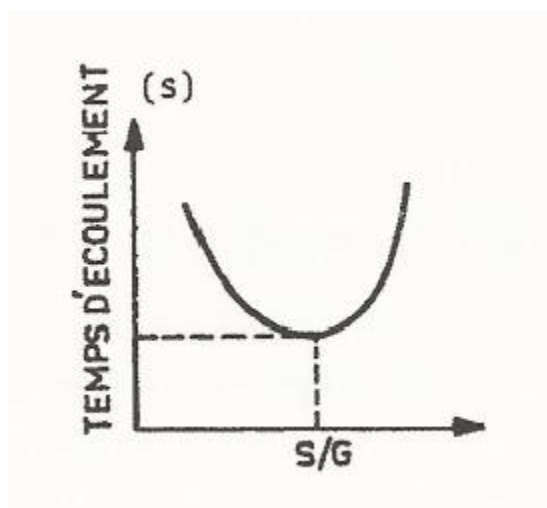


Figure 2-2: Recherche de la compacité optimale d'un BRF à l'aide d'un maniabilimètre selon Rossi (1998)

Pour un dosage donné en fibres, plus le rapport longueur/diamètre (l/d) des fibres est grand, plus la maniabilité du BRF est réduite, et plus le risque de formation de pelotes de fibres au sein de la matrice est grand (Rossi, 1998). De plus, pour des rapports l/d similaires, une fibre courte conduit à une meilleure maniabilité qu'une fibre longue. Autrement dit, à maniabilité fixée, on peut soit introduire un dosage important de fibres courtes, soit un dosage faible de fibres longues (Rossi, 1998). Sachant que la résistance post-fissuration croît avec l'augmentation du dosage en fibres, il s'agit alors de trouver le pourcentage volumique optimal de fibres selon la résistance post-fissuration et la maniabilité souhaitées.

Le BFUP possède un pourcentage volumique élevé de fibres et présente des propriétés mécaniques et de durabilité exceptionnelles. Il s'agit d'un matériau présentant un saut technologique par rapport aux bétons traditionnels ou à hautes performances et sa réalisation exige d'adopter les principes généraux suivants (Denarié, 2004) :

1. Réduction de la taille des granulats pour améliorer l'homogénéité du mélange;
2. Augmentation de la quantité de pâte liante (ciments et ajouts pouzzolaniques);
3. Optimisation de la distribution granulométrique granulats + liants;
4. Réduction du rapport eau/liant à une valeur minimale;
5. Ajout de fibres pour augmenter la capacité de déformation et la résistance à la fissuration.

L'objectif prioritaire est donc de réduire la porosité totale du matériau ainsi que la taille maximale des pores. Par ailleurs, l'un des composants clés de la réalisation des BFUP est la fumée de silice combinée à un superfluidifiant (Denarié, 2004). En effet, le superplastifiant a pour effet de défloculer les grains de ciment, ce qui permet de les rapprocher et d'augmenter la compacité. De son côté, la fumée de silice, de granularité nettement plus fine que les grains de ciment, vient remplir le vide entre ces derniers, en plus de contribuer au renforcement de la microstructure par son effet pouzzolanique.

Certaines précautions doivent être prises lors de la mise en œuvre des BRF. Notamment, il est important d'éviter de vibrer à l'aide d'une aiguille vibrante un BRF visqueux contenant un pourcentage élevé de fibres (Rossi, 1998). C'est pourquoi tous les mélanges de BRF développés à Polytechnique sont autoplaçants. Cette caractéristique assure un enrobage adéquat des armatures, facilite la coulée d'éléments minces et permet d'orienter les fibres. Cette dernière particularité est discutée plus en détails à la section 2.2.4.

2.2.3 Comportement en traction

La caractéristique mécanique d'intérêt principal des BRF est leur comportement en traction uniaxiale. On distingue généralement deux classes de BRF : adoucissants et écrouissants (Naaman, 2007). Les BRF classiques sont adoucissants, c'est-à-dire qu'on observe après la résistance maximale la propagation d'une macrofissure localisée, accompagnée d'une diminution graduelle de la contrainte. Le comportement écrouissant en traction est propre aux BFUP et s'ajoute au comportement adoucissant décrit pour les BRF. On observe alors une augmentation

maximale ou contrainte au pic en traction (Point B), une fissure localisée se crée et devient visible à l'œil nu à la section la plus faible.

- La phase adoucissante (III) est caractéristique de tous les BRF. Les déformations se localisent au droit d'une fissure unique. Le comportement est alors défini par la contrainte résiduelle en fonction de l'ouverture de la fissure. On note une diminution progressive de la résistance jusqu'à la rupture complète du matériau (Point C).

Pour les calculs de conception, on sépare les parties pré-pic et post-pic du comportement en traction des BRF. En pré-pic, on utilise une relation contrainte-déformation (σ - ϵ), tandis qu'en post-pic, le comportement est exprimé par une relation contrainte-ouverture de fissure (σ - w). Cette dernière est la donnée indispensable pour le dimensionnement et la modélisation des éléments en BRF. Il est intéressant de noter que la capacité de déformation très élevée du BFUP avant le pic s'apparente à celle de l'acier. En effet, pour un BFUP avec une orientation préférentielle des fibres parallèle aux contraintes de traction, on peut observer une déformation avant localisation de la fissuration (donc à la fin de l'écrouissage) de plus de 2000 $\mu\epsilon$ (ou 0.2 %) (Denarié, 2004), comparable à la déformation correspondant à la limite élastique d'un acier d'armature standard 400 MPa. Orientation des fibres

2.2.4 Orientation des fibres

Actuellement, l'utilisation des BRF dans l'industrie de la construction est limitée notamment en raison de la difficulté à prédire leur comportement mécanique en traction. Celui-ci est intimement lié à la distribution et l'orientation des fibres à l'intérieur de la matrice. Selon l'orientation préférentielle des fibres par rapport au plan d'une fissure, on obtiendra une contribution des fibres qui peut varier de très efficace (fibres perpendiculaires aux fissures) à peu efficace (fibres parallèles aux fissures). En comparaison à des fibres totalement alignées, l'efficacité de fibres orientées aléatoirement peut même être réduite de 70%, selon Martinie & Roussel (2011).

2.2.4.1 Facteurs d'influence

Dans le cas d'un béton autoplaçant, l'orientation des fibres est conditionnée principalement par les effets liés à l'écoulement du béton frais et la géométrie de l'élément à couler. On sait en effet que les fibres s'orientent dans la direction de l'écoulement du béton frais (Stähli et al., 2007). Ainsi, Ferrara et al. (2010) proposent que la méthode de coulée soit conçue de façon à ce que la

direction de l'écoulement du béton frais coïncide avec la direction des contraintes principales de traction de la structure en service. Les auteurs suggèrent même l'utilisation d'un logiciel de dynamique des fluides par éléments finis pour prédire l'orientation des fibres selon la méthode de mise en place.

On observe toujours un alignement des fibres près des parois des coffrages. Ce phénomène, l'effet de paroi, est une conséquence de l'orientation des fibres parallèlement aux lignes de courant au sein du BRF qui s'écoule. En effet, lorsqu'un BRF s'écoule le long d'une paroi, les lignes de courant sont parallèles à la surface de la paroi, donc les fibres s'orientent également parallèlement à cette surface (Rossi, 1998). Cet effet est d'autant plus marqué lorsque l'élément à couler est mince.

2.2.4.2 Influence sur les propriétés mécaniques

Delsol & Charron (2012) ont caractérisé le comportement en traction directe d'un BFUP pour diverses orientations de fibres. La Figure 2-4 présente les résultats pour un mélange contenant 312 kg/m^3 de fibres courtes ($l_f = 10 \text{ mm}$; $d_f = 0,2 \text{ mm}$).

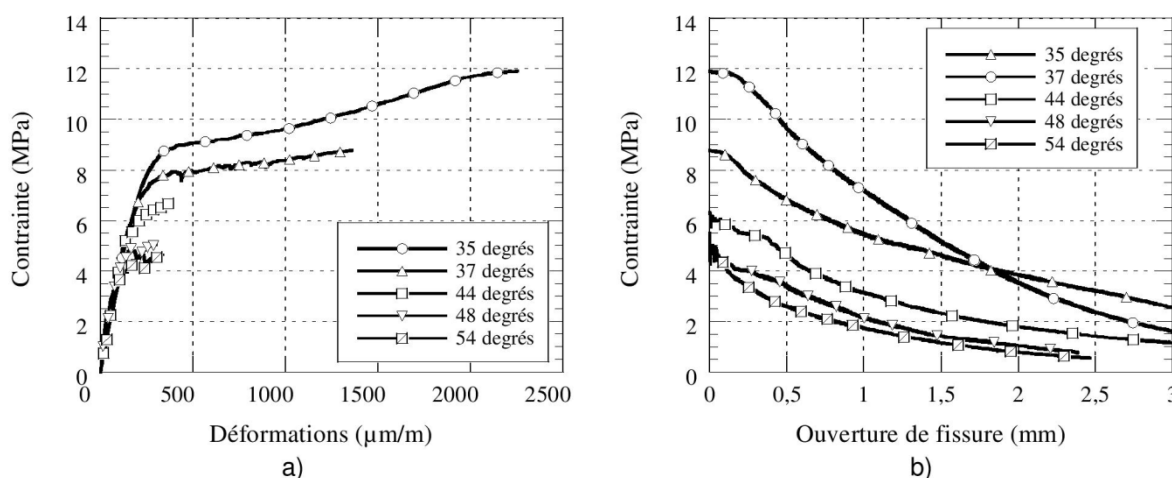


Figure 2-4: Loi de comportement en traction directe en fonction de l'orientation moyenne des fibres : a) Comportement pré-pic; b) Comportement post-pic. (Delsol & Charron, 2012)

Dans le cadre de leurs travaux, une fibre orientée à 0 degré est considérée parallèle aux contraintes principales de traction, inversement une fibre orientée à 90 degrés est perpendiculaire aux contraintes principales. On constate qu'avec l'augmentation du coefficient d'orientation des

fibres, la longueur de la phase écrouissante et la résistance maximale sont significativement réduites. Dans le cas de l'orientation la plus défavorable des fibres (54 degrés), on observe des réductions de 95% et 60% de ces paramètres, respectivement. De plus, il est intéressant de noter que malgré les différentes orientations de fibres étudiées, l'allure de la phase adoucissante est demeurée similaire. Autrement dit, la réduction de résistance pour une même ouverture de fissure est à peu près proportionnelle à la résistance ultime obtenue dans chacun des cas.

Ces résultats concordent avec ceux de Ferrara et al. (2011). Ces derniers ont testé indirectement la résistance en traction de dalles carrées en BRF avec un dispositif de fendage. Pour un béton à haute performance contenant 100 kg/m^3 de fibres courtes en acier ($l_f = 13 \text{ mm}$; $d_f = 0.16 \text{ mm}$), leurs résultats montrent que les spécimens ayant une orientation favorable des fibres démontrent un comportement écrouissant avant l'atteinte du pic de la résistance, contrairement aux spécimens ayant une orientation défavorable des fibres, qui eux ne montrent qu'un comportement adoucissant post-fissuration. Une phase adoucissante est donc présente même lorsque l'orientation des fibres n'est pas favorable. Par contre, la résistance résiduelle (post-pic) est supérieure pour une même ouverture de fissure lorsque les fibres sont bien orientées.

Étant donné que les méthodes de caractérisation et les mélanges de béton étaient très différents dans les deux études exposées précédemment, il faut surtout retenir que le comportement écrouissant et adoucissant des BRF est extrêmement dépendant de l'orientation des fibres et que cette dernière doit être prise en compte à l'étape de conception.

Enfin, Delsol & Charron (2012) soulignent que souvent, la petite taille des spécimens de caractérisation favorise l'obtention d'une orientation idéale des fibres pour la reprise des efforts de traction. Ceci est causé par les effets de parois et la technique de mise en place du béton dans ces spécimens. Il est donc important de tenir compte du fait que l'orientation des fibres dans les éléments structuraux en bétons fibrés est souvent plus aléatoire que dans le spécimen de caractérisation. En utilisant directement les résultats extraits de la Figure 2-4 pour la modélisation de poutres, les auteurs ont démontré une surestimation importante du comportement en traction à l'échelle structurale.

Plusieurs essais existent pour caractériser le comportement du BRF en traction, c'est-à-dire obtenir la courbe $\sigma-w$. L'essai de traction directe, l'essai de flexion sur prisme entaillé et l'essai

sur dalles circulaires (Figure 2-5) font partie de la gamme disponible. Chaque essai possède ses avantages et ses inconvénients.

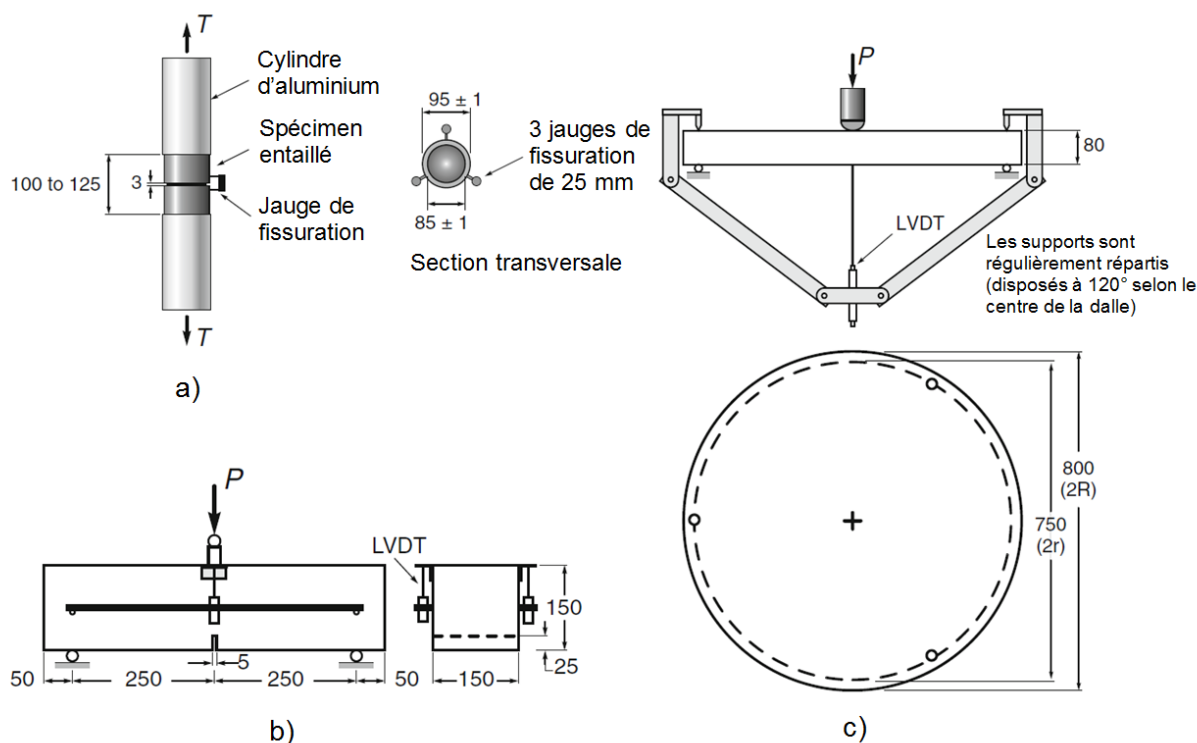


Figure 2-5: Essais de caractérisation pour la traction du BRF : a) traction directe; b) prisme entaillé; c) dalle circulaire. de Montaignac et al. (2011a)

L'essai de traction directe permet d'obtenir directement la courbe $\sigma-w$, mais il s'agit d'un essai difficile à réaliser correctement en laboratoire. À l'opposé, on doit procéder par analyse inverse pour obtenir les résultats sigma-w des essais de flexion sur prisme ou des essais de dalles, mais ces tests sont plus faciles à réaliser en laboratoire. Après avoir comparé les résultats de chaque méthode, de Montaignac et al. (2011) concluent que plus la surface de rupture du spécimen de caractérisation est grande, moins les résultats sont dispersés statistiquement, et donc pour obtenir un même niveau de variation des résultats, moins de spécimens sont requis avec des spécimens de grande taille. Autrement dit, l'essai sur dalle circulaire représente mieux l'anisotropie de l'orientation de fibres que l'on retrouve dans les éléments de grand volume que l'essai de traction directe, par exemple, car la surface de rupture du spécimen est plus grande.

2.2.5 Durabilité

En raison de la nature des charges qui les sollicitent et de leur exposition à l'environnement, les ouvrages d'art au Québec sont vulnérables à divers types de dégradations. Ces structures sont notamment soumises à l'action répétée des charges vives, en plus d'être exposées à de nombreux cycles de gel-dégel et aux chlorures apportées par l'utilisation abondante de sels de déverglaçage. Dans ce contexte, il importe que les matériaux choisis pour la conception des ponts soient adaptés aux conditions d'exposition sévères de ces ouvrages. La durabilité des BRF et BFUP est ici discutée du point de vue de la perméabilité, la résistance au gel-dégel et la corrosion des fibres.

2.2.5.1 Perméabilité

La perméabilité est définie comme la pénétration d'un fluide à travers un matériau sous l'effet d'un gradient de pression. Elle joue un rôle de premier plan dans la dégradation des ouvrages en béton armé exposés aux agents agressifs tels que les chlorures et elle est proportionnelle à l'ouverture des fissures dans le béton.

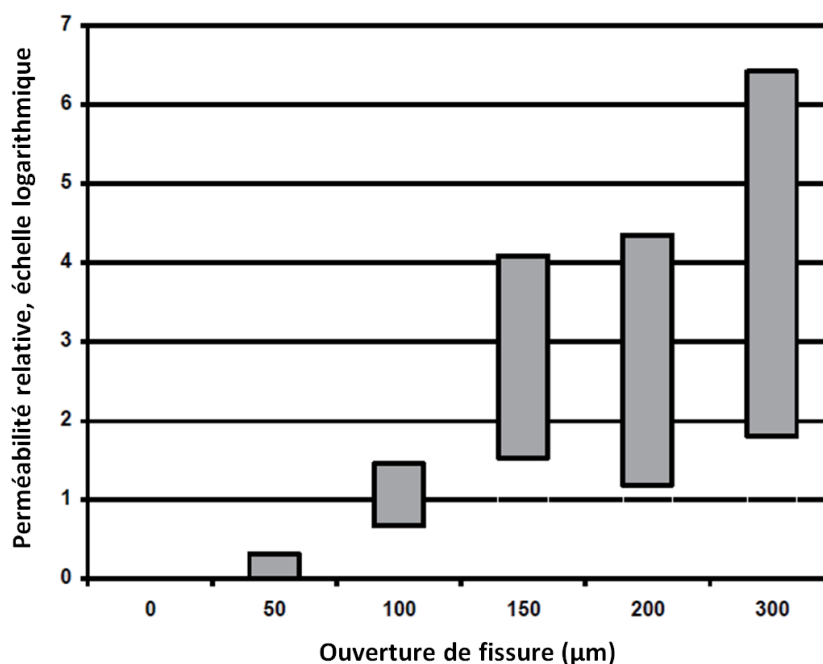


Figure 2-6: Effet de l'ouverture des fissures sur la perméabilité. Adapté de Banthia et al. (2012)

La Figure 2-6 illustre cet état de fait. On observe aussi sur la Figure 2-6 que la perméabilité augmente de plusieurs ordres de grandeur à partir d'une ouverture de fissure de 100 μm. La

même tendance est illustrée à la Figure 2-7, où des mesures de perméabilité en fonction de l'ouverture des fissures a été faite sur une période de 30 jours sur des échantillons fissurés de béton normal sans fibres (Aldea et al., 2000). Pour des petites ouvertures de fissure ($w = 100 \mu\text{m}$ et moins), on remarque une chute de la perméabilité dans les premiers jours, due aux phénomènes de saturation des pores et d'autocicatrisation. Pour des ouvertures de fissure plus grandes, ces phénomènes deviennent négligeables.

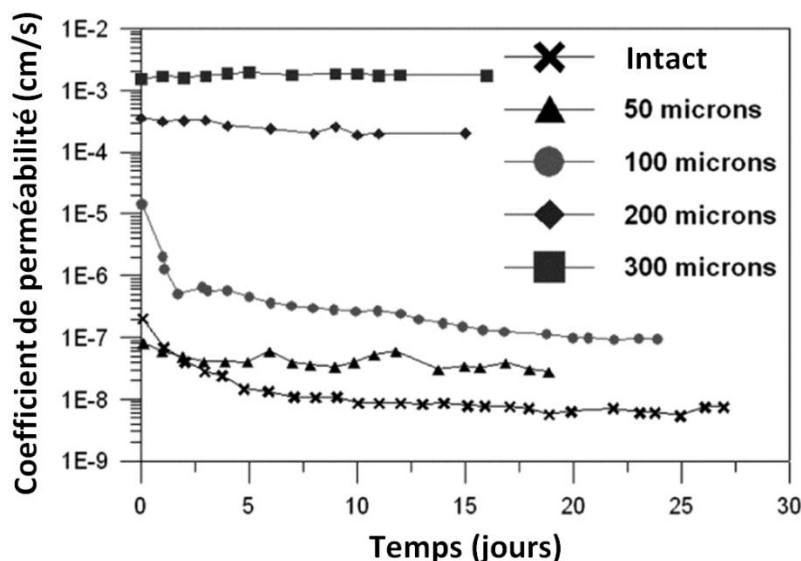


Figure 2-7: Évolution de la perméabilité en fonction du temps pour différentes ouvertures de fissure. Adapté de Aldea et al. (2000)

Dans le cas particulier des BFUP, toutes les propriétés de transport sont fortement réduites par rapport aux bétons traditionnels et aux bétons à hautes performances. L'absence de pores capillaires due à leur microstructure très dense, leur confère une très faible perméabilité à l'eau, aux gaz et aux substances agressives telles que les chlorures (Denarié, 2004).

Des tests de perméabilité sur des spécimens endommagés de BFUP contenant 6% de fibres courtes ($l_f = 10 \text{ mm}$; $l/d = 50$) ont été réalisés par Charron et al. (2006). Les échantillons étaient d'abord soumis à différents niveaux de déformation en traction uniaxiale, puis déchargés et installés dans le dispositif d'essai. Ce dernier servait à mesurer la perméabilité au glycol en fonction de la déformation résiduelle de l'échantillon après déchargement. La perméabilité au glycol était ensuite transformée mathématiquement en perméabilité à l'eau équivalente. Leurs recherches ont démontrés que pour une déformation du BFUP allant jusqu'à 0,13%, la

perméabilité à l'eau était similaire à celle d'un béton normal intact ($w < 0,05$ mm). Ceci s'explique par le patron de fissuration qui se développe dans les deux matériaux. Pour un même niveau de déformation, on observe une fissuration multiple dans le BFUP (écrouissage, Figure 2-3), plutôt que la formation de quelques fissures dans le béton normal. Puisque la perméabilité est proportionnelle au cube de l'ouverture de fissure, plusieurs fissures très fines sont moins perméables qu'une seule fissure pour une déformation donnée. Finalement, les auteurs suggèrent des critères de déformation à l'état limite de service pour le BFUP, qui sont mieux adaptés pour ce matériau que les critères actuels d'ouverture de fissure limite que l'on retrouve dans les codes. Dans le cas où la fissuration est préjudiciable (environnement sévère comme les dalles de ponts), la déformation limite proposée dans le BFUP est de 0,15%. Pour les autres cas d'exposition, on suggère 0,25%, valeur correspondant à la localisation d'une macrofissure dans le matériau.

Ces limites sont toutefois à nuancer car elles ont été établies selon des essais de caractérisation effectués sur des spécimens relativement petits. Tel que vu précédemment, l'orientation des fibres à l'échelle structurale peut différer du spécimen de caractérisation, et elle aura une grande influence sur le comportement en traction du BFUP. Une orientation non préférentielle diminuera la phase écrouissante du matériau et la localisation de la fissuration surviendra pour une déformation moindre que dans le cas d'une orientation préférentielle. Une conclusion plus générale de l'étude de Charron et al. (2006) pourrait s'énoncer ainsi : tant que le pic de résistance en traction n'est pas atteint dans le matériau, la perméabilité reste faible. Ce pic peut être atteint pour une déformation de 0,25%, mais dans le cas d'une orientation non-préférentielle des fibres, cette valeur peut diminuer fortement.

La très faible quantité d'eau utilisée pour le gâchage occasionne un déficit dans le bilan hydrique lors de l'hydratation des BFUP (Denarié, 2004). De ce fait, à long terme, une grande quantité de grains de ciment ne réagira jamais avec de l'eau et subsistera comme filler inactivé (Denarié, 2004). En effectuant des tests de perméabilité sur le BFUP, Charron et al. (2008) ont conclu qu'en raison de plusieurs facteurs dont l'hydratation des grains de ciment non hydratés initialement, lorsqu'exposé à l'eau, le BFUP présente des capacités d'autocicatrisation qui préservent son imperméabilité, même lorsque soumis à des contraintes de traction et à de grandes déformations.

Un appareil permettant de mesurer la perméabilité de tirants en béton armé soumis à des forces de traction constantes ou cycliques a été développé à Polytechnique et utilisé par Desmettre & Charron (2012; 2013) afin de caractériser la durabilité de bétons fibrés et non-fibrés. Leurs travaux ont révélé que les fibres retardent l'initiation de la fissuration et favorisent un plus grand nombre de fissures minces, aussi bien sous chargement statique que sous chargement cyclique. Ceci est illustré de façon schématique à la Figure 2-8. De plus, pour une même contrainte dans les armatures, le tirant en BRF supportait une charge plus élevée que le tirant en béton normal et il présentait une perméabilité à l'eau moindre d'environ 60-70%. Ces résultats ont permis de confirmer le potentiel du BRF pour améliorer la durabilité des structures en béton armé.

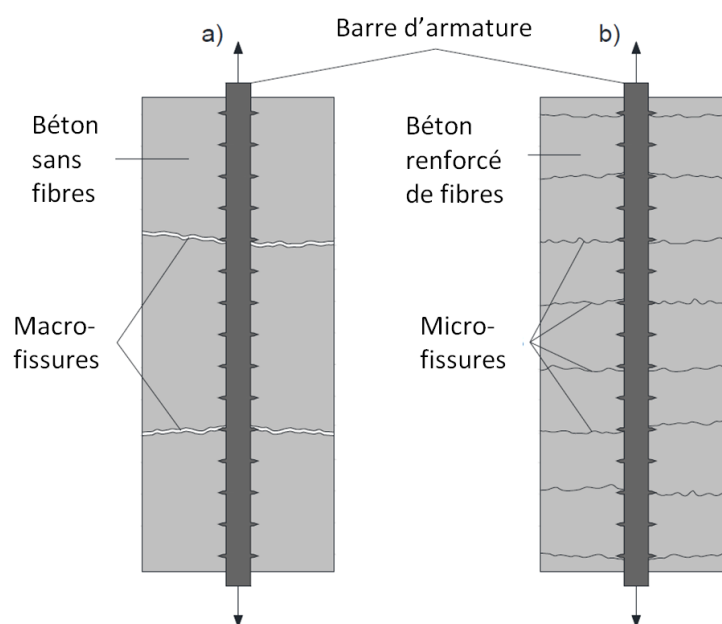


Figure 2-8: Représentation schématique du patron de fissuration de tirants : a) béton normal; b) béton renforcé de fibres. Adapté de Berrocal et al. (2013)

Plus récemment, Hubert et al. (2014) ont pu comparer la perméabilité d'un BHP, de deux BFHP et d'un BFUP en se servant du même appareil que pour les expérimentations de Desmettre & Charron (2012; 2013). Dans le cadre de cette étude, le BHP et les deux BFHP possédaient une composition similaire, mis à part le contenu en fibres. Leur rapport eau/liant (E/L) était de 0,43 et leur résistance à la compression à 28 jours d'environ 50 MPa. Les deux BFHP contenaient respectivement 0,75% et 1,5% par volume de fibres Dramix 65-35 ($l_f = 35$ mm, $d_f = 0.55$ mm). La résistance à la compression à 28 jours du BFUP était de 120 MPa, pour un rapport E/L de 0,22

et un contenu en fibres OL 10/0.20 de 2% par volume ($l_f = 10$ mm, $d_f = 0.20$ mm). Les BFHP et le BHP possédaient environ la même résistance en traction, soit 3 MPa. La résistance maximale en traction du BFUP était plus élevée, soit 8 MPa. Les spécimens testés étaient des tirants constitués d'une barre d'armature enrobée de béton. Ces tirants faisaient 610 mm de long et possédaient une section prismatique constante de 90×90 mm². La barre était placée au milieu de cette section et il s'agissait de barre 10M ($d_b = 11,3$ mm). Ces tirants représentaient, par exemple, les barres près de la surface en traction des éléments de béton armé en flexion. La Figure 2-9 illustre les résultats de l'étude. L'évolution de la perméabilité des tirants en fonction de la force appliquée et de la contrainte dans l'armature y est tracée.

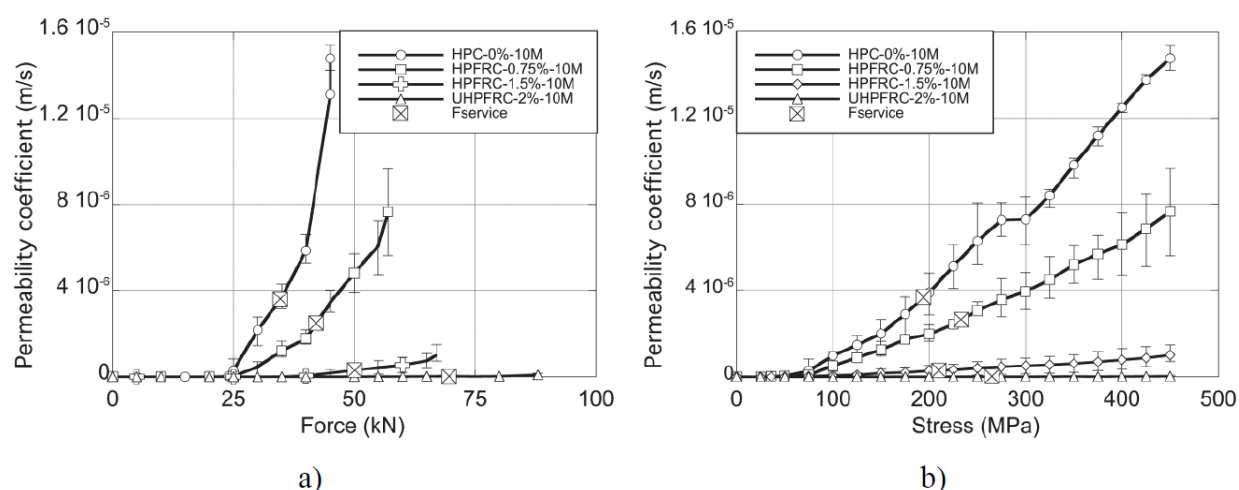


Figure 2-9: Perméabilité en fonction du dosage en fibres : a) perméabilité vs force; b) perméabilité vs contrainte moyenne dans la barre d'armature (Hubert et al., 2014)

À la Figure 2-9, la condition de service est indiquée par un marqueur carré contenant une croix. Cette condition est définie comme étant la force médiane entre celle initiant la fissuration et la force ultime. Pour les tirants, cela correspondait à une contrainte dans l'armature se situant entre 200 et 250 MPa. En conditions de service, la perméabilité est donc réduite de 31%, 92% et 99% pour des dosages en fibres de 0,75%, 1,5% et 2%, respectivement par rapport au BHP.

En conclusion, on retiendra que l'utilisation d'un BRF correctement choisi et mis en œuvre conduit à une plus grande durabilité des ouvrages, car le contrôle de la fissuration en service est supérieur que dans le cas du béton armé ordinaire (Rossi, 2002). En effet, les fibres améliorent la résistance à la fissuration, augmentent la tortuosité des fissures et réduisent leur espacement

(Hubert et al., 2014). Ceci diminue donc l'ouverture de chaque fissure, ce qui entraîne une réduction significative de la perméabilité à l'eau du béton en service (Lawler et al., 2002; Rapoport et al., 2002; Banthia et al., 2012; Hubert et al., 2014). Comme la vitesse de diffusion des agents délétères tels que les chlorures dépend principalement de la perméabilité à l'eau du béton, le BRF est un matériau plus durable que le béton ordinaire. Enfin, en maintenant des ouvertures de fissure plus fines, les BRF favorisent l'autocicatrisation du béton.

2.2.5.2 Résistance au gel-dégel

Le climat rigoureux du Québec exige l'utilisation de bétons résistants aux cycles de gel-dégel pour les ouvrages d'art. Habel et al. (2008) ont soumis le BFUP développé à Polytechnique à 300 cycles de gel-dégel selon la procédure ASTM standard C666 et n'ont mesuré aucun dommage sur les spécimens. Autrement dit, le facteur de durabilité du BFUP était de 100%. Il est important de noter que le BFUP présente une résistance remarquable au gel-dégel, et ce malgré l'absence d'agent entraîneur d'air ajouté au mélange. En réalité, c'est l'absence d'eau libre à l'intérieur de la matrice cimentaire, combinée à la très faible perméabilité du BFUP, qui confère au BFUP une très haute résistance au gel-dégel.

Androuët & Charron (2010) ont effectué des essais de résistance aux cycles de gel-dégel sur deux mélanges de BRF : le premier contenant 1% de fibres et possédant une résistance à la compression de 50 MPa (BFHP50) et le second contenant 1,5% de fibres et ayant une résistance à la compression de 70 MPa (BFHP70). Bien que le BFHP50 ne réponde pas aux exigences de durabilité exigées par la norme ASTM C666 sans air entraîné, il est possible d'y ajouter un adjuvant entraîneur d'air (AEA) pour régler ce problème. À noter que l'ajout de cet adjuvant, en contrepartie, diminue la résistance en compression du matériau. Quant au BFHP70, avec ou sans air entraîné, celui-ci respecte les critères de durabilité. Dans le cadre du présent projet de recherche, un mélange quasiment identique au BFHP50 de ce rapport a été utilisé, sans air entraîné, pour la fabrication des dalles.

2.2.5.3 Corrosion des fibres

Les fibres sont naturellement protégées de la corrosion par la matrice hautement alcaline du béton (Banthia et al., 2012). Toutefois, celles situées proche de la surface peuvent perdre cette protection en raison de la carbonatation du béton et de la pénétration d'ions chlore (Rossi, 1998).

Granju & Balouch (2005) ont effectué une étude sur des prismes en béton de fibre pré-fissurés qui étaient soumis à des cycles hebdomadaires d'exposition à de la bruine salée et à un séchage. Après un an, les chercheurs ont pu observer que la profondeur de corrosion des fibres dans les prismes était limitée aux 3 premiers millimètres, bien que les chlorures aient pénétré plus loin dans la matrice. De plus, aucune réduction notable de section n'était observée sur les fibres rouillées. Enfin, aucune corrosion n'était détectée à l'intérieur de fissures inférieures à 0,10 mm. Dans une étude subséquente, les mêmes chercheurs affirment qu'un rapport eau/ciment inférieur à 0,50, ce qui est d'usage courant pour les bétons standards actuels, permet de réduire la profondeur de corrosion à aussi peu que 0,20 mm depuis la surface du béton (Balouch et al., 2010). Parant et al. (2006) ont mené une étude sur la durabilité d'un BFUP multi-échelle (i.e. utilisant des fibres de différentes longueurs) soumis à des cycles hebdomadaires de mouillage-séchage dans une solution d'eau saline. En plus de l'exposition à l'environnement agressif, les échantillons étaient simultanément soumis à un chargement de flexion. Aucune trace de corrosion n'était détectée sur les fibres après 30 semaines, même lorsque le recouvrement de celles-ci était inférieur à 0,3 mm. De plus, la corrosion n'affectait pas la résistance des spécimens.

La littérature fait état de salissures de rouille qui accompagnent la corrosion des fibres en surface (Kosa & Naaman, 1990; Rossi, 1998). Celles-ci peuvent néanmoins être quasiment éliminées en optimisant la formulation afin d'obtenir une quantité suffisante de pâte de ciment qui prévient alors l'affleurement de fibres nues en surface, ou en utilisant des fibres à résistance améliorée vis-à-vis de la corrosion (fibres en acier galvanisé, inoxydable ou fibres en fonte amorphe) (Rossi, 1998). Il est aussi suggéré de ne pas utiliser des coffrages métalliques, car ceux-ci attirent par magnétisme les fibres à la surface du béton. Massicotte & Bernard (2000) ont utilisé des bétons contenant 1% de fibres d'acier et possédant un rapport eau/ciment de 0,37 pour la construction de dalles de pont. Ces auteurs certifient que l'esthétisme du béton, en ce qui touche la corrosion en surface, n'est nullement affecté par l'utilisation des fibres en acier.

En général, la corrosion des fibres ne semble pas affecter l'intégrité structurale des éléments en BRF. Étant donné la très petite section des fibres, les oxydes et hydroxydes ne peuvent se former qu'en très faibles quantités. Ils n'induisent donc pas, dans la matrice, des contraintes suffisantes pour la fissurer ou provoquer de l'écaillage ou des éclatements de béton (Kosa & Naaman, 1990; Rossi, 1998; Granju & Balouch, 2005). Une fine corrosion des fibres entraîne parfois même un gain de résistance de l'élément (Granju & Balouch, 2005), car elle ne réduit pas la section de la

fibres, mais augmente sa rugosité en surface, augmentant ainsi sa capacité d'ancrage par friction avec la matrice.

Une combinaison de facteurs semble être à l'origine de la résistance à la corrosion des fibres (Berrocal et al., 2013). D'abord, l'ajout des fibres à l'étape du malaxage permet de bien les enrober de pâte. Les fibres sont donc entièrement protégées par une mince couche riche en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ à l'interface acier-béton. De plus, leur petite taille empêche de grandes différences de potentiel le long de la fibre et donc limite la formation d'une anode et d'une cathode distinctes.

2.3 Les dalles préfabriquées

L'utilisation de dalles préfabriquées pour les ponts a débuté aux États-Unis au milieu des années 1960 (Badie & Tadros, 2008). Ce système de construction avait pour but de réduire la durée des travaux de réhabilitation dans les zones urbaines où le trafic généré par la fermeture d'une route occasionne de nombreux désagréments aux usagers. Depuis ce temps, les ingénieurs ont pris conscience des avantages de la préfabrication pour les travaux de réhabilitation et les nouvelles constructions non seulement en raison de la rapidité d'exécution des travaux, mais aussi pour la meilleure qualité des éléments préfabriqués. Au Québec, la courte saison favorable à la mise en place du béton rend d'autant plus attrayant l'usage d'éléments préfabriqués.

Dans les projets de construction de ponts, beaucoup de temps est alloué au coffrage de la dalle, à la pose et à l'attache de l'armature, ainsi qu'à la mise en place et la cure du béton (Badie & Tadros, 2008). La préfabrication en usine permet donc de réduire la durée des travaux. De plus, elle fournit une qualité et une uniformité de produit supérieures aux éléments coulés en chantier par le contrôle des procédés de fabrication et de l'environnement. Cette dernière caractéristique est particulièrement pertinente pour les BRF. On sait en effet que les techniques de mise en œuvre du BRF influencent l'orientation des fibres, et par conséquent les propriétés mécaniques de ce matériau (voir section 2.2.4). Or la fabrication en usine permet un meilleur contrôle de l'écoulement du béton sur de petits éléments. Aussi, une cure dans un environnement contrôlé à humidité élevée et constante est obtenue. Les facteurs de risque associés à la fissuration du béton au jeune âge en chantier (Cusson & Repette, 2000) tels que les gradients thermiques élevés, le retrait restreint et les vibrations induites par le trafic sont donc éliminés. Finalement, les sections

préfabriquées minimisent les travaux à proximité du trafic et les travaux en hauteur. La sécurité des travailleurs est donc accrue.

Les BFUP peuvent être produits en usine de préfabrication ou sur chantier. Les moyens usuels de fabrication des bétons suffisent à les produire, car aucun équipement particulier n'est nécessaire au niveau du malaxage ou autres (Denarié, 2004). Par ailleurs, l'utilisation des BRF et des BFUP permet de réduire le poids et la dimension des éléments structuraux (Massicotte, 2013), ce qui augmente leur potentiel de préfabrication en facilitant la manutention (Braïke, 2007). Cependant, les BFUP sont des matériaux chers à produire en raison du coût élevé des fibres et de la grande quantité de ciment qu'ils contiennent. Néanmoins, une analyse globale tenant compte de la quantité des matériaux, mais aussi le temps de main d'œuvre et la durée de vie des ouvrages, peut permettre de prédire une diminution des coûts. Le concept de dalles préfabriquées en BRF se situe donc parmi les approches les plus prometteuses afin de prolonger la durée de vie des structures à coût raisonnable.

2.3.1 Prédalles

Les prédalles sont des dalles préfabriquées de faible épaisseur qui reposent sur les poutres longitudinales ou les entretoises et servent de coffrage à la coulée subséquente de la dalle (Figure 2-10). Lorsque le béton de la dalle du tablier coulé sur place est durci, la prédalle développe une action mixte avec celui-ci pour résister aux charges. Les prédalles permettent un gain de temps en chantier puisqu'elles éliminent la mise en place des coffrages. Des travaux menés à Polytechnique par Lessard (2009) ont mené à la conception de prédalles en BRF pour les ponts. L'utilisation de BRF a permis de réduire l'épaisseur de la prédalle et les quantités d'armature pour un comportement structural équivalent au design en béton normal. De plus, un béton plus durable comme le BRF s'avère utile pour la conception des prédalles lorsque le pont est situé au-dessus d'une voie routière ou d'un cours d'eau salin, car la section inférieure de la dalle de tablier est alors soumise aux éclaboussures ou à la bruine contenant des sels.

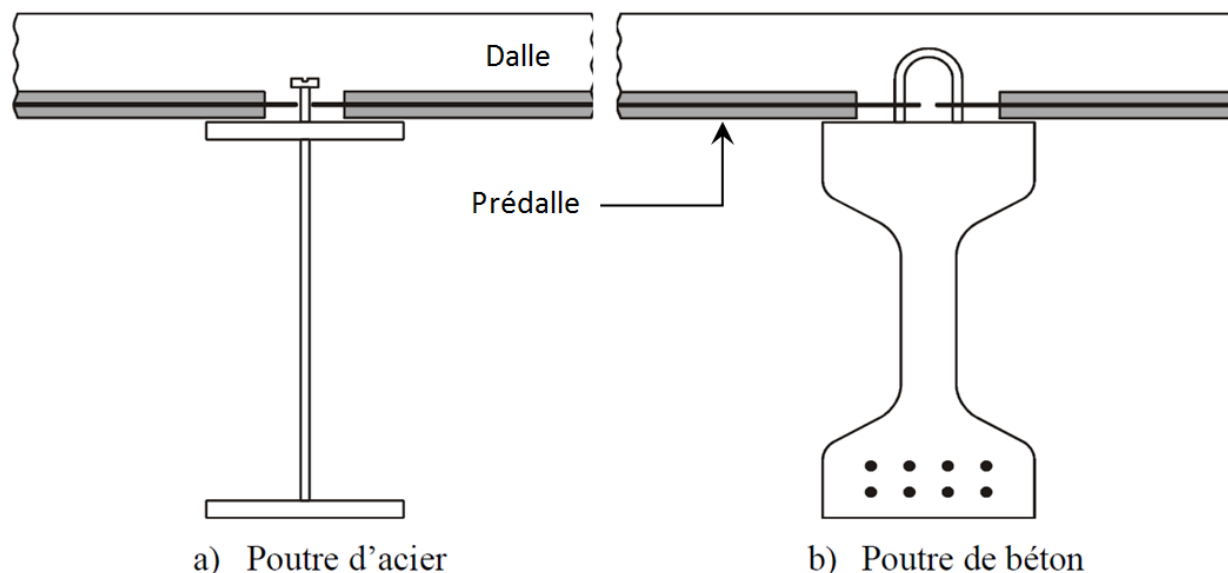


Figure 2-10: Concept de prédalle (Lessard, 2009)

Néanmoins, les prédalles comportent certains désavantages par rapport aux dalles préfabriquées pleine épaisseur. D'abord, les prédalles doivent comporter une grande quantité d'armature afin de résister aux charges de construction, respecter les limites de flèche et supporter le poids de la dalle avant la prise du béton. De plus, contrairement aux dalles pleines, les prédalles exigent que de l'armature supplémentaire soit mise en place et qu'une grande quantité de béton soit coulée en chantier. Le temps nécessaire à ces travaux ainsi qu'à la cure de la dalle n'est donc pas éliminé. De plus, la construction de la section en porte-à-faux du tablier peut être problématique avec les systèmes de prédalle (Gordon & May, 2007).

2.3.2 Joints de chantier

Dans un système de dalles préfabriquées, une attention particulière doit être portée aux détails de construction tels que la jonction entre les panneaux adjacents, la mise au niveau des dalles sur les poutres et la connexion sur la superstructure. L'action composite entre la dalle et les poutres est généralement développée grâce à des goujons de cisaillement soudés sur les poutres maîtresses (Figure 2-11). On doit alors prévoir des réservations dans la dalle (Figure 1-1) lors de la fabrication à l'usine pour accueillir les goujons. Les réservations sont par la suite remplies avec un coulis de ciment, d'époxy ou un béton.

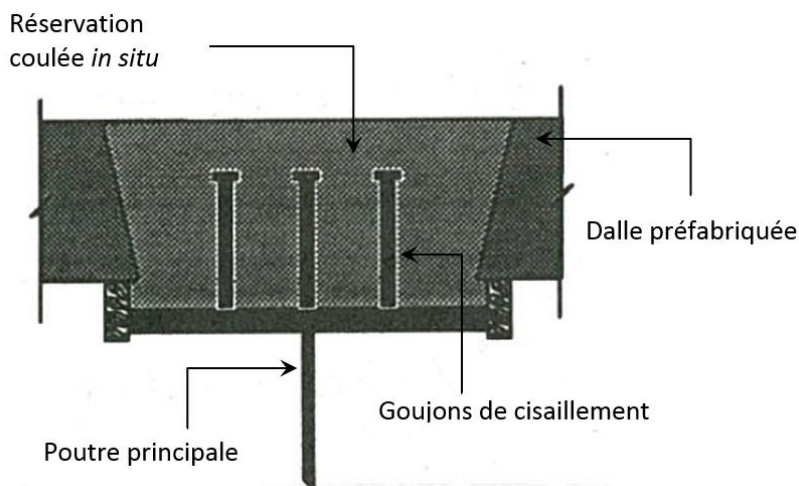


Figure 2-11: Réservation pour les goujons. Adapté de Issa et al. (2000)

Typiquement, il existe deux types de joints transversaux pour assurer la continuité entre les panneaux adjacents. La jonction peut se faire soit par clé de cisaillement et post-tension longitudinale, ou soit par l'usage d'un système avec joints coulés sur place (Figure 2-12). Cette dernière option est à privilégier selon Gordon & May (2007), en particulier pour les ponts à portée simple. Badie & Tadros (2008) recommandent également l'utilisation d'un système avec joints coulés en place pour la connexion entre les panneaux, car la post-tension augmente le temps de mise en place et le prix de la dalle. De plus, le remplacement partiel éventuel du tablier est complexifié par la précontrainte. Le joint constituant potentiellement une zone de faiblesse, le lien entre celui-ci et la dalle peut être amélioré par surfacage au jet de sable ou en utilisant un agent retardateur de prise appliqué sur les coffrages. Un jet d'eau sous pression permet ensuite d'exposer les granulats et d'obtenir une surface rugueuse.

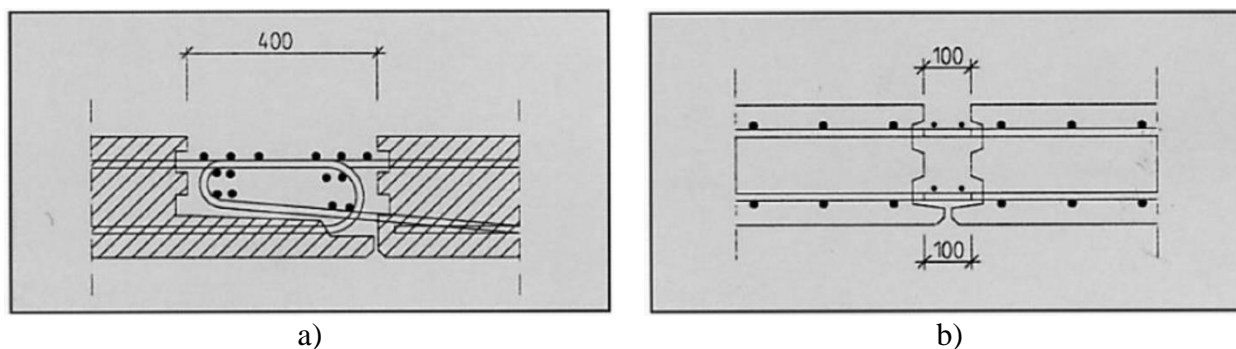


Figure 2-12: Exemples de joints coulés sur place : a) joint avec barres d'armature en U; b) joint avec barres d'armatures droites (Hansen & Jensen, 1999)

Faggio (2014) a testé en laboratoire la performance en flexion de joints droits en BFUP sur des dalles en BRF de 150 mm et 200 mm d'épaisseur. Les joints faisaient 200 mm de large et étaient constitués d'un seul rang de barres droites qui se chevauchaient sur une longueur de 150 mm. Ses travaux ont démontré que le BFUP était adéquat pour assurer une continuité des dalles sans perte d'ancrage de l'armature, malgré la courte zone de chevauchement. Sous chargements statiques et cycliques, les joints respectaient les critères de résistance et de fissuration du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA, 2006). Par ailleurs, des travaux de recherche sont en cours dans le cadre de la maîtrise de Verger Leboeuf (2015) afin de proposer un système de connexion pour les dalles préfabriquées (joints transversaux et longitudinaux) conçues dans le cadre du présent projet de recherche.

2.4 Les dalles de pont en BRF au Québec : un bref historique

La grande majorité des ponts au Québec a été construite entre les années 1960 et 1980 (Lessard, 2009). Plusieurs tabliers de ces ouvrages ont dû être remplacés à forts coûts après seulement 30 ans de service en raison de leur état de dégradation avancée. À titre d'exemple, au tournant des années 2000, le remplacement des tabliers de pont représentait plus de 50% du budget total alloué aux travaux de réhabilitation des ouvrages d'art (Massicotte et al., 2000b). Aujourd'hui, on vise une durée de vie de 75 ans pour les ponts (CSA, 2006). Depuis plusieurs années, les gestionnaires d'infrastructures routières sont donc à la recherche de techniques de construction visant à améliorer la durabilité des dalles de ponts.

En 1996, le Ministère des Transports du Québec (MTQ), en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal (EPM), a initié un programme de recherche visant à développer les dalles de ponts contenant des fibres d'acier à dosage élevé afin d'accroître leur durabilité et, dans certains cas, de réduire la quantité d'armature conventionnelle. Entre 1998 et 2002, cinq dalles de pont ont été construites en utilisant un béton à hautes performances avec fibres d'acier avec l'objectif de s'assurer de la fabrication industrielle et de la mise en place en chantier de béton avec fibres d'acier. Ce programme de recherche reposait sur des hypothèses qui avaient été validées par plusieurs projets de recherche réalisés antérieurement à l'EPM. Ces hypothèses demeurent valides à ce jour et elles s'énoncent ainsi :

- les efforts dans les dalles sont moindres que ceux prédits par les modèles traditionnels;

- les aciers d'armature dans les dalles sont en quantité surabondante lorsque seule la résistance aux charges routières est considérée;
- le retrait, les gradients thermiques et les efforts supportés par les dalles font en sorte que le béton des dalles sera toujours sujet à la fissuration;
- les fibres d'acier sont plus efficaces que les aciers d'armature pour contrôler la fissuration de surface, alors que les fibres synthétiques ne sont pas assez rigides pour être efficaces structuralement;
- les fibres d'acier améliorent grandement les performances structurales des éléments en béton contenant une quantité d'armature minimale.

En réduisant l'ouverture des fissures, les fibres d'acier rendent possible l'utilisation de plus grandes épaisseurs de recouvrement des armatures. De plus, comme les fibres favorisent un meilleur contrôle de la fissuration, il est envisageable qu'un seul lit d'armature dans le tiers inférieur de la dalle soit suffisant dans une large portion de la dalle. Des études (Moffatt, 2001) ont également démontrées que les moments de flexion transversale intérieurs sont inférieurs à ceux généralement assumés dans la pratique courante. Cet état de fait a donc justifié l'utilisation d'un seul rang d'armature dans la portion intérieure du tablier des ponts. En outre, un lit d'armature garantit une fiabilité structurale suffisante en cas de rupture catastrophique. Pour la zone en porte-à-faux, le rang supérieur d'armature est nécessaire en raison des efforts causés par les charges d'impact sur les parapets.

Cinq dalles de ponts ont été construites avec des bétons de fibres métalliques dans le cadre de ce grand projet de recherche. Le Tableau 2.1 (Massicotte et al, 2014b) présente les détails de construction de ces ouvrages.

Tableau 2.1: Tabliers de ponts en BRF construits au Québec

Identification du pont	Année	Béton de fibres d'acier	Armature conventionnelle
St-Jérôme 1 travée de 40 m 7 poutres en béton précontraint / 2.25m	1998	Dalle 220 mm Tablier complet – 155 m ³ 80 kg/m ³ – 50/1.0 mm à bouts aplatis	Non réduite
Maskinongé 2 travées de 31 m 5 poutres d'acier / 2.70m	1998	Dalle 220 mm Tablier partiel – 45 m ³ 80 kg/m ³ – 60/0.8 mm à crochets	Non réduite
Cavendish 4 travées de 30 m 27 poutres en béton précontraint / 1.67m	1999	Dalle 200 mm Tablier partiel – 50 m ³ 80 kg/m ³ – 60/0.8 mm à crochets	Non réduite
St-Antoine 2 travées de 28 m 7 poutres en béton précontraint / 2.50m	2002	Dalle 200 mm Tablier complet – 225 m ³ 80 kg/m ³ – 60/0.75 à crochets	Optimisée : 20M@200
Risi 7 travées de 43 m 10 poutres d'acier / 2.6m	2002	Dalle 220 mm Tablier complet – 1800 m ³ 50 kg/m ³ – 60/0.75 mm à crochets	Non optimisée : BRF utilisé pour la fatigue

Les dalles des ponts des Cascades à Saint-Jérôme, de la route 138 à Maskinongé et du boulevard Cavendish à Saint-Laurent ont été coulées sans réduction de l'armature, afin de s'assurer de la maîtrise de la technologie. Pour le pont Saint-Antoine, il a été possible de réduire de moitié la quantité d'armature en tenant compte de la résistance en traction et de la ductilité du BRF. Les mélanges de béton pour ces quatre premiers ouvrages contenaient tous 80 kg/m³ de fibres. Enfin, pour le pont Risi, les fibres ont été utilisées pour éviter le problème de fissuration par fatigue observé dans la dalle existante. Une armature non réduite et un BRF contenant 50 kg/m³ de fibres ont donc été utilisés. L'observation visuelle des dalles après la construction a confirmé la performance supérieure du BRF à contrôler la fissuration due au retrait restreint, spécialement dans le cas du remplacement de dalles sur poutres en béton précontraint, où les portions du tablier coulées en BHP sans fibres présentaient une fissuration appréciable, tandis que la portion avec BRF était demeurée intacte (Massicotte et al., 2000b).

Récemment, Bergeron (2013) a proposé une dalle nervurée, préfabriquée et précontrainte en BRF. Celle-ci permettait une réduction appréciable du poids du tablier par rapport à une dalle pleine traditionnelle. La dalle a été construite à l'échelle réelle et testée en laboratoire sous

chargement statique. Pour la plupart des cas de chargement étudiés, le système a excédé la résistance requise à l'état limite ultime. Cependant, il est difficile de mesurer l'apport des fibres car le comportement en traction du béton utilisé n'a pas été caractérisé, de même que le comportement en service de la dalle (fatigue, ouverture des fissures). Par ailleurs, un dosage relativement faible de 60 kg/m^3 de fibres de 60 mm de longueur a été utilisé, conduisant à une distribution très hétérogène des fibres dans la matrice. En effet, l'auteur dénote que les zones de rupture se sont créées à des endroits présentant très peu de fibres. Enfin, le projet de recherche a permis de démontrer la performance mécanique adéquate d'un joint de connexion non précontraint et coulé sur place.

2.5 Règles de conception des dalles en béton armé

Au Canada, les ponts sont conçus selon la norme CAN/CSA-S6-06 (CSA, 2006). De plus, au Québec, le Ministère des Transports du Québec établit des exigences complémentaires à cette norme (MTQ, 2009). Cette section énumère quelques prescriptions concernant la conception des dalles de ponts en béton armé, qui ont servi de base à la conception des dalles dans ce projet. À noter que dans ce mémoire, la référence au code indique implicitement le code CAN/CSA-S6-06.

Les efforts causés par la charge vive de camion sont calculés à l'aide d'une relation empirique qui suppose que la dalle travaille essentiellement en flexion simple, dans le sens transversal. Les tabliers de ponts étant souvent constitués d'une dalle reposant sur plusieurs poutres et par conséquent continue sur les appuis, deux lits d'armatures sont alors nécessaires : un lit inférieur pour reprendre les moments positifs en travée et un lit supérieur pour reprendre les moments négatifs vis-à-vis des appuis.

2.5.1 Épaisseur minimale

Selon le code, l'épaisseur de la dalle ne doit pas être inférieure à 190 mm pour les dalles préfabriquées pleine épaisseur. Par ailleurs, l'épaisseur de la dalle doit permettre une distance libre entre les armatures transversales supérieures et inférieures d'au moins 55 mm, en considérant les épaisseurs d'enrobage spécifiées. Peu importe le type de dalle en béton armé (préfabriquée ou coulée en place), le MTQ indique que l'épaisseur de la dalle doit être au minimum de 200 mm.

2.5.2 Armature minimale

Selon le code et le MTQ, l'espacement des barres ne doit pas être supérieur à 300 mm. Le MTQ stipule également que l'aire de l'armature longitudinale soit égale à 67% de l'aire de l'armature transversale.

2.5.3 Contrôle de la fissuration

Pour des éléments structuraux non précontraints exposés aux produits de déglacage, le code demande que la largeur maximale des fissures aux états limites d'utilisation ne dépasse pas 0,25 mm. Cette limite est la même pour le MTQ.

2.5.4 Enrobage minimal

Le Manuel de Conception des Structures du MTQ exige que le recouvrement de l'armature transversale des dalles soit de 60 mm pour le rang supérieur et de 35 mm pour le rang inférieur.

2.5.5 Écart des contraintes dans les armatures

Selon le code, la variation de contrainte en service dans les barres d'armature rectilignes ne doit pas dépasser 125 MPa.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre fournit les éléments de méthodologie complémentaires à ceux fournis dans l'article qui constitue le chapitre suivant du présent mémoire. Ces informations ne sont pas essentielles à la compréhension des résultats et des conclusions qui découlent du projet, mais elles décrivent de façon détaillée les étapes qui ont permis d'aboutir à ceux-ci.

3.1 Conception préliminaire

3.1.1 Pont modèle

Le pont modèle utilisé pour la conception des dalles est tiré des travaux de Moffatt (2001). Il a également été utilisé par Bastien (2004) et Lessard (2009) dans le cadre de leurs projets de maîtrise respectifs. Le pont, d'une portée de 30 mètres, est présenté à la Figure 3-1.

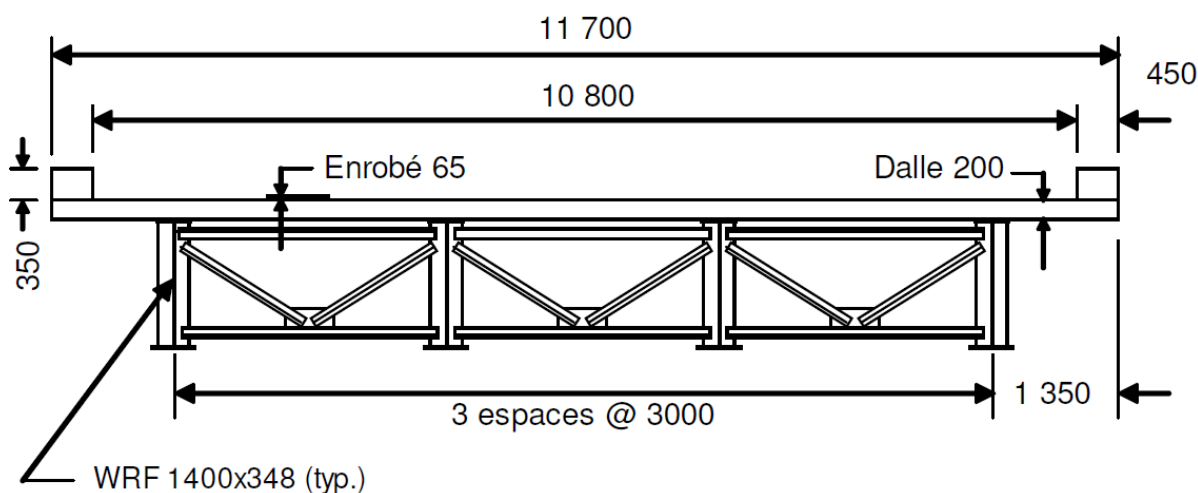


Figure 3-1: Coupe transversale du pont modèle (Bastien, 2004)

3.1.2 Calcul des charges

La conception de la dalle est faite uniquement pour la partie située entre les poutres extérieures (le porte-à-faux n'est pas étudié). La méthode simplifiée de charge élastique [5.7.1.7.1.a.ii] de la norme S6-06 est utilisée afin de calculer l'effort produit sur la dalle par la surcharge de camion.

L'intensité maximale du moment de flexion transversal non-pondéré, positif ou négatif, imputable au chargement CL-625, est calculée selon l'équation suivante :

$$M_L = 0,80(1 + CMD) \frac{(S_e + 0,6)P}{10}, \text{ en } kN.m/m \quad (3.1)$$

où : CMD = Coefficient de majoration dynamique, selon l'article 3.8.4.5;

S_e = Portée transversale effective en mètres;

P = 87,5 kN, la charge de roue maximale du camion CL-625.

$$M_L = 0,80 \times 1,40 \times \frac{(3,0 + 0,6) \times 87,5}{10} = 35,28 \text{ kN.m/m}$$

Le moment de flexion causé par la charge morte, positif ou négatif, est estimé par une analyse élastique d'une poutre continue sur 4 appuis et calculé selon l'équation suivante :

$$M_D = 0,100wS_e^2 \quad (3.2)$$

où : w = Charge uniformément répartie = γh (pour un mètre de largeur).

$$M_{dalle} = 0,100 \times 24,0 \times 0,200 \times 3,0^2 = 4,32 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{enrobé} = 0,100 \times 23,5 \times 0,065 \times 3,0^2 = 1,37 \text{ kN.m/m}$$

$$M_D = 4,32 + 1,37 = 5,69 \text{ kN.m/m}$$

Les combinaisons de charges à considérer et les coefficients de pondération des charges à utiliser pour l'état limite ultime et l'état limite d'utilisation sont exprimés aux équations (3.3) et (3.4), respectivement.

$$M_{f \text{ ÉLUL}} = \alpha_D M_D + 1,70 M_L \quad (3.3)$$

où : α_D = Coefficient de pondération de la charge morte;
 =1,10 pour les éléments produits en usine;
 =1,50 pour la couche d'usure.

$$M_{f \text{ ÉLUT}} = 1,00 M_D + 0,90 M_L \quad (3.4)$$

$$M_{f \text{ ÉLUL}} = 1,10 \times 4,32 + 1,50 \times 1,37 + 1,70 \times 35,28 = 66,79 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{f \text{ ÉLUT}} = 1,00 \times 5,69 + 0,90 \times 35,28 = 37,45 \text{ kN.m/m}$$

3.1.3 Analyse sectionnelle

Étant donné leur géométrie simple et leur mode de rupture, les dalles soumises à de la flexion peuvent être conçues à l'aide d'une analyse sectionnelle. Afin de faciliter la conception des dalles conventionnelles en béton armé, le Ministère des Transports du Québec fournit des abaques (MTQ, 2009) donnant l'espacement de l'armature transversale en fonction de la portée utile S_e pour différentes épaisseurs de dalle. Les exigences devant être respectées quant à la disposition de l'armature sont illustrées à la Figure 3-2. L'abaque reproduit à la Figure 3-3 a été utilisé pour la conception de la dalle de référence. Pour une épaisseur de dalle de 200 mm et une portée utile de 3000 mm, l'espacement transversal de barres d'armature 15M est de 120 mm.

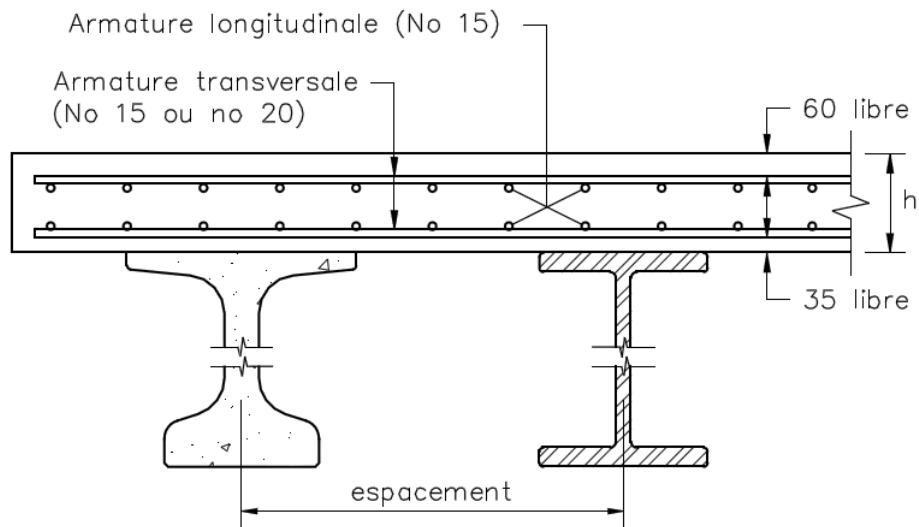


Figure 3-2: Disposition type de l'armature d'une dalle en béton armé (MTQ, 2009)

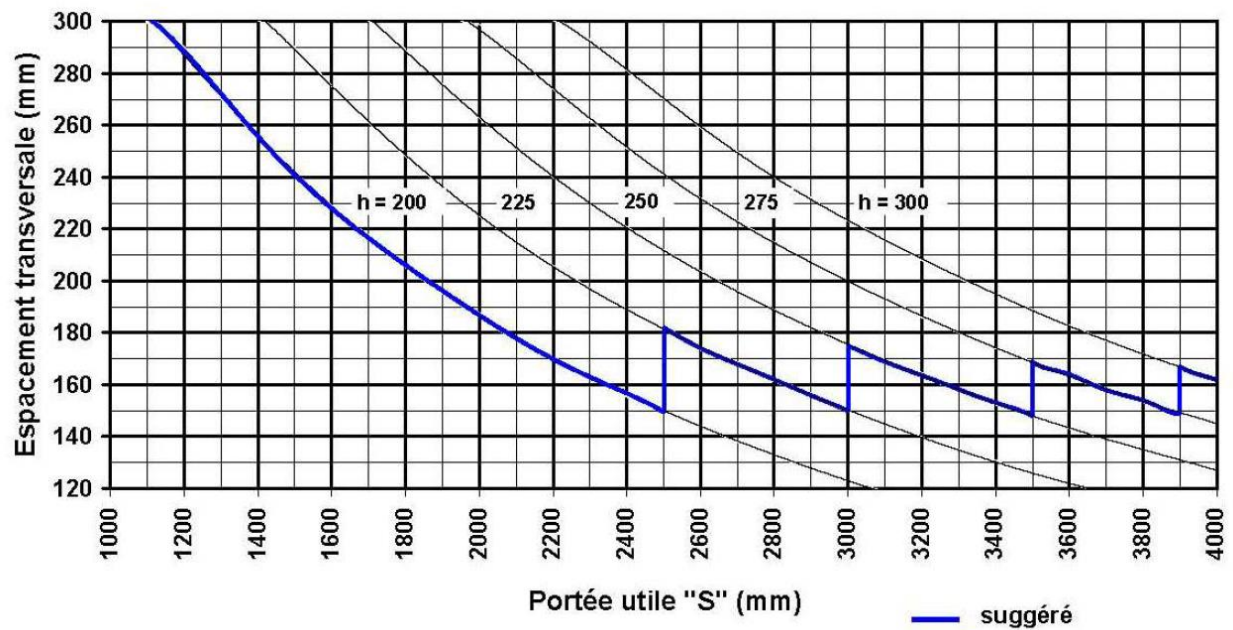


Figure 3-3: Abaque donnant l'espacement des barres transversales en fonction de la portée utile «S» pour de l'armature 15M (MTQ, 2009)

La conception des dalles en BRF a été réalisée à l'aide du logiciel AIS (Massicotte et al., 2014a), développé à Polytechnique. Celui-ci permet de considérer n'importe quelle section, symétrique selon l'axe vertical. Les hypothèses de base du logiciel sont les suivantes :

- les sections planes restent planes lorsqu'elles se déforment;
- la contrainte à chaque point dépend de la courbe contrainte-déformation du matériau définie par l'utilisateur;
- la compatibilité des déformations est admise entre les matériaux, ce qui suppose une liaison parfaite aux interfaces.

Les analyses avec AIS ont permis de proposer trois concepts de dalles de pont en BRF (Figure 3-4), qui respectaient les critères du code S6-06 ($M_r > M_f = 66,8 \text{ kN.m/m}$ et $w < 0,25 \text{ mm}$ à $M_s = 37,5 \text{ kN.m/m}$). Les propriétés des matériaux utilisés dans le logiciel AIS se retrouvent à l'Annexe A, de même que la méthodologie pour les obtenir. Des propriétés réduites en traction ont été adoptées pour les BRF, afin de considérer une orientation aléatoire des fibres. Par rapport à la dalle de référence, l'utilisation des BRF a permis de réduire la quantité d'armatures et, pour la dalle nervurée en BFUP, une réduction du volume de béton, selon les proportions présentées au Tableau 3.1.

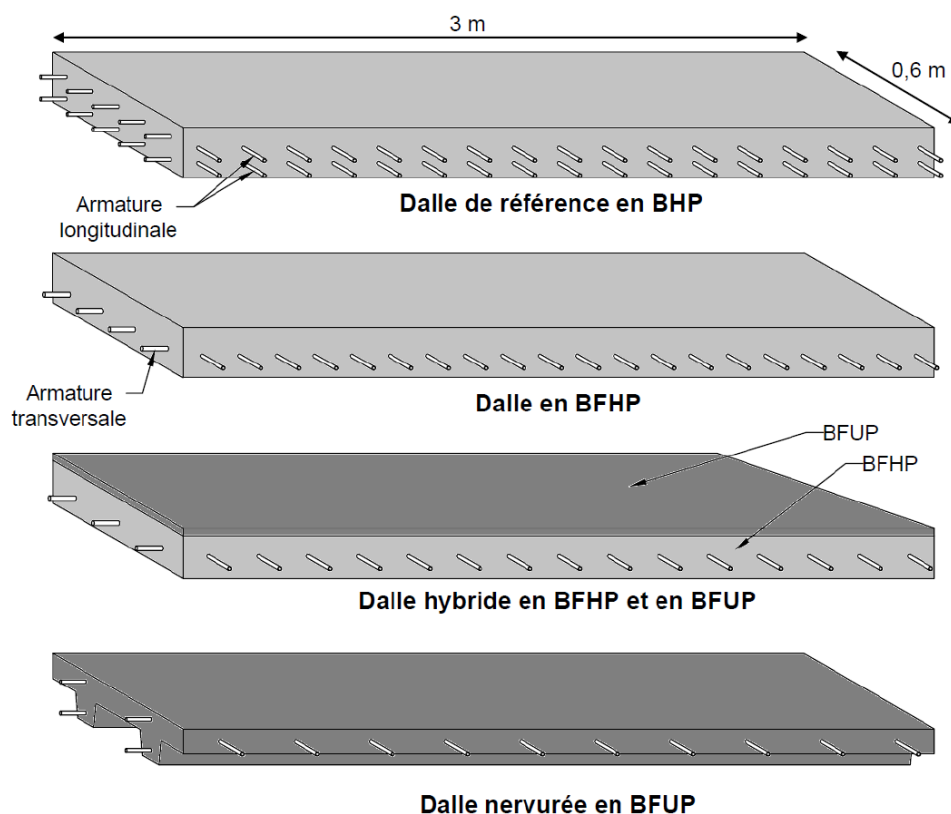


Figure 3-4: Concepts de dalles proposés pour l'étude

Tableau 3.1: Économies de matériaux par rapport à la dalle de référence

	BHP	BFHP	Hybride	BFUP
Volume de béton	0%	0%	0%	-36%
Volume d'armatures	0%	-40%	-55%	-64%

Pour étudier la flexion transversale des dalles en laboratoire, des spécimens de 3,0 m de long et de 0,6 m de large ont été construits, tel que schématisé à la Figure 3-4. La géométrie et l'armature de chaque concept sont détaillées à la Figure 3-5.

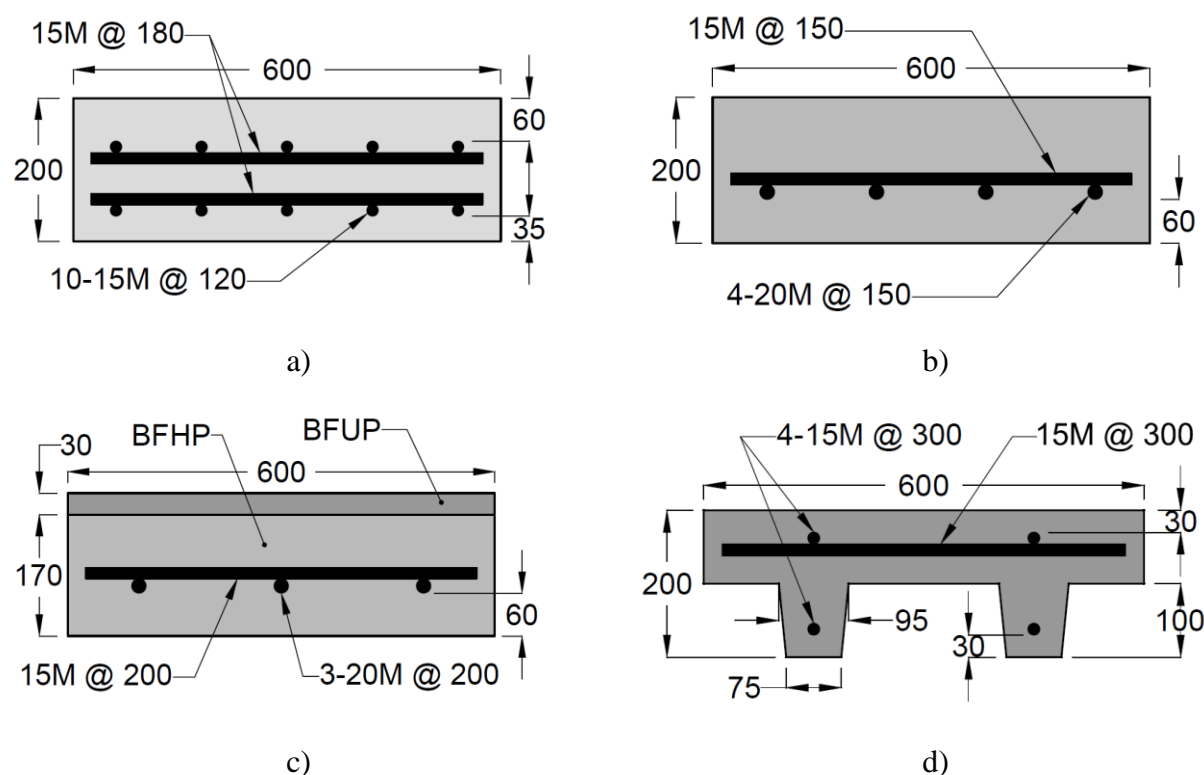


Figure 3-5: Géométrie et armature des spécimens de dalles : a) BHP; b) BFHP; c) hybride; d) BFUP

Les courbes moment-courbure et moment-fissuration des dalles obtenues de l'analyse avec le logiciel AIS sont présentées aux Figures 3-6 et 3-7. Le comportement de la dalle de référence en BHP est également illustré pour fin de comparaison, même si dans les faits l'abaque du MTQ a été utilisée pour le dimensionnement.

On peut observer aux Figures 3-6a et 3-7a que la conception des dalles en BFHP et hybride est gouvernée par la résistance en moment négatif, alors que la conception de la dalle en BFUP est

gouvernée par sa résistance en moment positif. On observe également aux Figures 3-6b et 3-7b que tous les concepts en BRF respectent largement le critère d'ouverture de fissure de 0,25 mm en service, car lorsque soumise à un moment de flexion de 37,5 kN.m/m, les dalles présentent une ouverture de fissure nulle ou minime. En comparaison, la dalle de référence en BHP présente des ouvertures de fissure de 0,10 mm et 0,17 mm en configuration de moment positif et négatif, respectivement. Les résultats des essais en laboratoire, présentés au Chapitre 4, ont permis de valider la conception proposée.

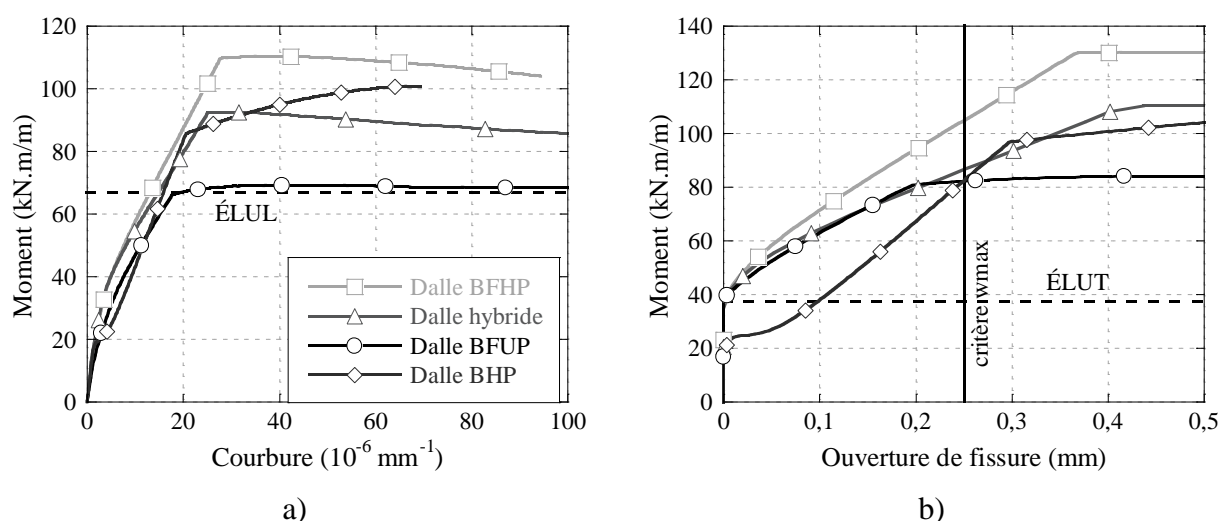


Figure 3-6: Analyse sectionnelle des dalles en flexion positive : a) moment-courbure; b) moment-ouverture de fissure

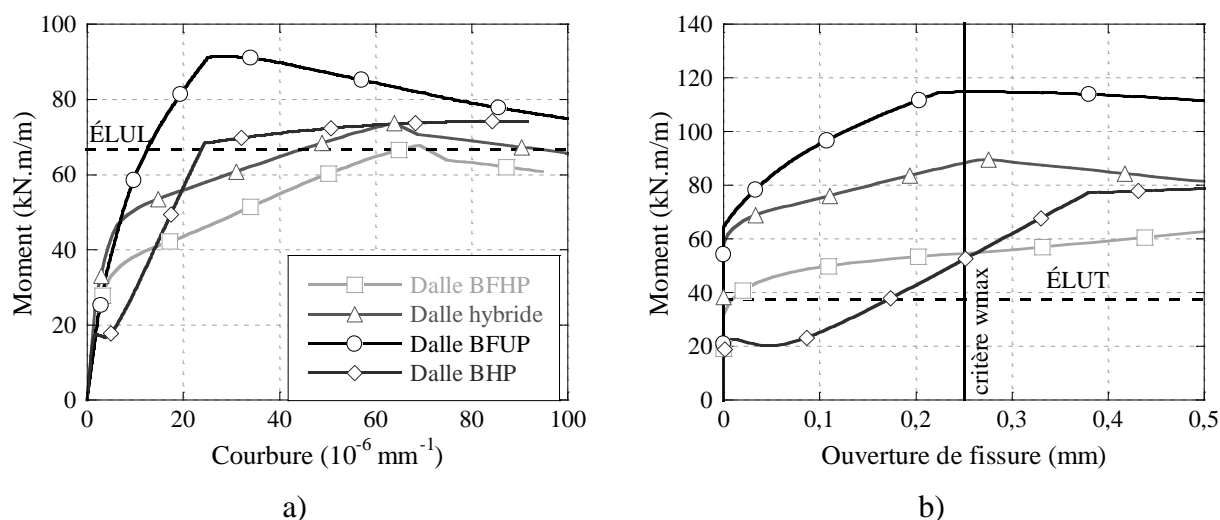


Figure 3-7: Analyse sectionnelle des dalles en flexion négative : a) moment-courbure; b) moment-ouverture de fissure

3.2 Fabrication

3.2.1 Formulation des bétons

La recette des bétons utilisés dans le cadre du présent projet est donnée au Tableau 3.2. Les BFHP et BFUP ont été développés préalablement dans les projets de Conan et al. (2013) et Braïke (2007), respectivement. Le BHP est un mélange standard de Béton Brunet répondant aux critères du MTQ pour les dalles de pont.

Tableau 3.2: Composition des bétons

Composant	BHP	BFHP	BFUP
Ciment (kg/m ³)	414	506	1015
Fumée de silice (kg/m ³)	36	44	254
Eau (kg/m ³)	170	233	211
Sable (kg/m ³)	825	831	609
Pierre (kg/m ³)	830	664	—
Superplastifiant (L/m ³)	6,39	4,00	49,5
Agent entraîneur d'air (L/m ³)	0,79	—	—
Agent modificateur de viscosité (L/m ³)	—	1,00	—
Agent réducteur d'eau (L/m ³)	0,90	—	—
Retardateur de prise (L/m ³)	0,43	—	—
Fibres (kg/m ³)	—	78	316
Rapport Eau/Liants	0,38	0,43	0,19

3.2.2 Étapes de construction

3.2.2.1 Coffrages

Les spécimens ont tous été construits à l'usine de préfabrication de Béton Brunet, située à Valleyfield. Les plans de l'armature de chaque concept se retrouvent à l'Annexe B. Des photos des coffrages en bois et de l'armature sont montrées aux Figures 3-8 à 3-10. Une attention spéciale a été portée à la position des chaises soutenant l'armature afin d'éviter que celles-ci ne se retrouvent dans la zone probable de rupture, c'est-à-dire les 600 mm du centre des spécimens (zone de moment constant de l'essai 4 points, Figure 3-15). De cette façon, aucun plan de faiblesse n'était créé dans cette zone. Des tiges filetées (barres B7) ont été utilisées pour la

manutention des dalles et pour permettre de les retourner facilement au laboratoire afin de tester la résistance en moment négatif.

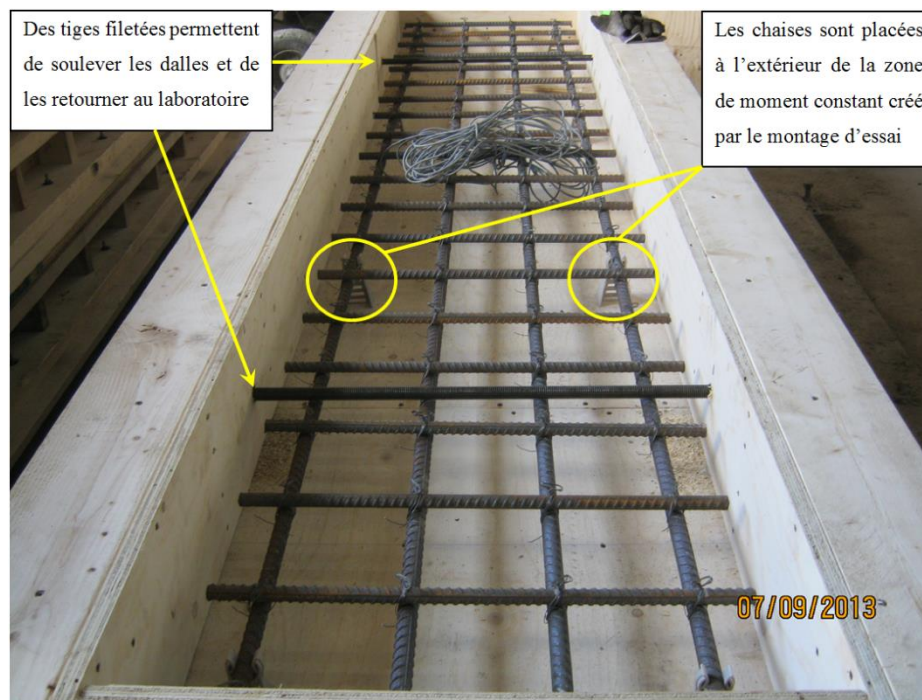


Figure 3-8: Armature de la dalle en BFHP

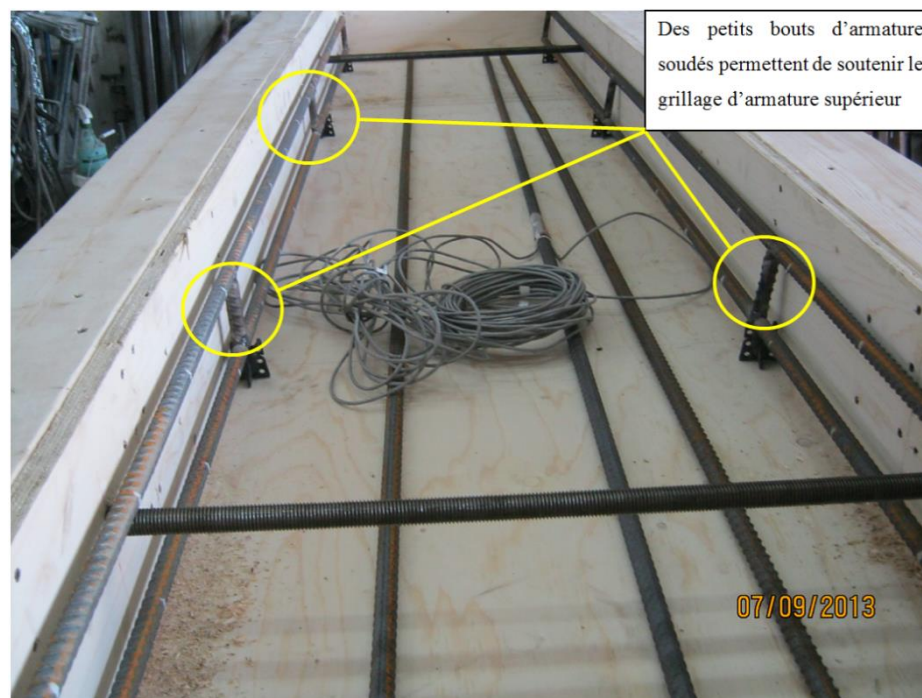


Figure 3-9: Mise en place de l'armature de la dalle de référence en BHP



Figure 3-10: Disposition des coffrages avant la coulée de la 2^e journée de fabrication

3.2.2.2 Coulée et cure

La première journée de bétonnage a eu lieu le 25 juillet 2013. Trois spécimens identiques de la dalle en BFHP et de la dalle en BHP ont été coulés. Le mélange de BFHP présentait une maniabilité déficiente à l'état frais car la teneur en eau des granulats avait été mal évaluée. Sa mise en place dans les coffrages a nécessité des vibrateurs externes.

La seconde journée de bétonnage a eu lieu le 29 août 2013. Les coffrages des dalles en BFHP et en BHP ont été réutilisés pour la seconde journée de fabrication. Trois spécimens identiques de la dalle hybride et quatre spécimens de la dalle en BFUP ont été coulés, ce qui a nécessité la construction d'un septième coffrage. Un mélange de BFHP a été mis en place dans les coffrages de la dalle hybride en fin de matinée, puis la gâchée de BFUP effectuée en début d'après-midi a permis de couler la couche de BFUP des dalles hybrides (Figure 3-11) et l'ensemble des dalles en BFUP.



Figure 3-11: Mise en place du BFUP pour les dalles hybrides

Les fiches complètes des gâchées incluant les propriétés à l'état frais sont fournies à l'Annexe C, tandis que les journaux de fabrication des spécimens se retrouvent à l'Annexe D. Pour chaque gâchée, des cylindres et des os ont aussi été fabriqués afin de permettre la caractérisation des bétons. La Figure 3-12 résume en photos les étapes finales de fabrication lors des coulées de béton. La finition des dalles était faite à la truelle. Une membrane de polyéthylène était ensuite déposée à la surface de celles-ci pour empêcher l'évaporation. Le lendemain de la coulée, les côtés des coffrages étaient retirés et les dalles recouvertes d'une membrane de cure. Cette dernière était maintenue humide pendant sept jours. Une bâche était également mise en place par-dessus les dalles enveloppées de la membrane de cure afin de limiter l'évaporation. Les spécimens de caractérisation subissaient la même cure que les dalles.



Figure 3-12: Finition (en haut) et cure (en bas) des dalles

3.2.3 Essais de caractérisation

Les propriétés mécaniques de tous les bétons à 28 jours et au moment des essais de flexion en conditions statique et cyclique sont fournies au Tableau 3.3.

Tableau 3.3: Propriétés mécaniques des bétons

Mélange	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E (MPa)	ν (MPa)
BHP	28	52,7	—	30 500	0,213
	90 (Essai)	51,5	3,36 ^a	30 300	0,227
BFHP (dalle BFHP)	28	76,8	—	39 800	0,224
	98 (Essai)	81,0	3,06 ^b	38 800	0,240
BFHP (dalle hybride)	28	67,0	—	35 100	0,205
	78 (Essai)	68,3	3,60 ^b	33 200	0,209
BFUP	28	113,5	—	36 700	0,203
	78 (Essai)	122,1	11,45 ^b	37 700	0,243

^a Essai de fendage. ^b Essai de traction directe.

Le comportement en traction du BFHP et du BFUP est illustré aux Figures 3-13 et 3-14, respectivement. Les lois de ces matériaux utilisés lors de la conception sur AIS (incluant le coefficient de tenue du béton $\phi_c = 0,75$) sont aussi montrées à titre comparatif.

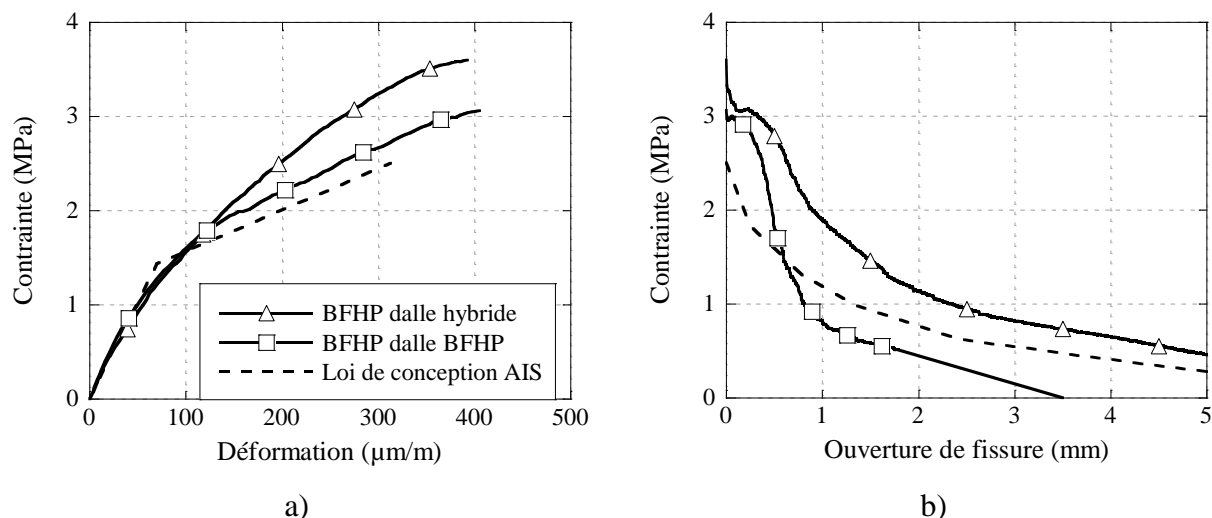


Figure 3-13: Comportement en traction du BFHP : a) pré-pic; b) post-pic

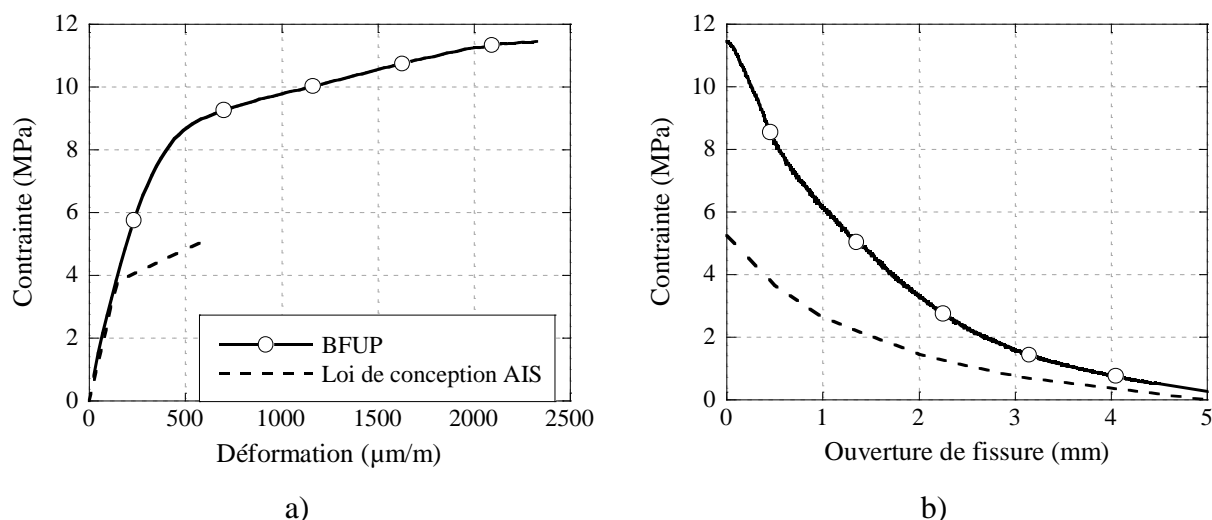


Figure 3-14: Comportement en traction du BFUP : a) pré-pic; b) post-pic

On remarque que la résistance post-fissuration du BFHP de la dalle en BFHP chute brusquement à une ouverture de fissure d'environ 0,5 mm, puis demeure en-deçà de la courbe de conception. Ce résultat s'explique par le fait qu'une erreur dans la mesure de la teneur en eau des granulats a été faite lors de la production de ce béton à l'usine. Cette situation a conduit à une capacité mécanique moindre que celle attendue pour la dalle en BFHP. Ce point sera discuté au chapitre 5

lors de la présentation des résultats de cette dalle. Le BFHP de la dalle hybride et le BFUP possèdent tous les deux une résistance supérieure aux courbes de conception.

3.3 Procédure expérimentale

3.3.1 Description du montage

Les plans du montage d'essai sont reproduits à la Figure 3-15. Les dimensions des pièces d'acier utilisées y sont également indiquées. Une vue 3D du montage est illustrée à la Figure 3-16. Des photos procurent une vue globale du montage en laboratoire ainsi qu'une vue rapprochée de la poutre de transfert aux Figures 3-17 et 3-18, respectivement. La disposition des capteurs est détaillée à la section 4.2.3 et illustrée à la Figure 4-4.

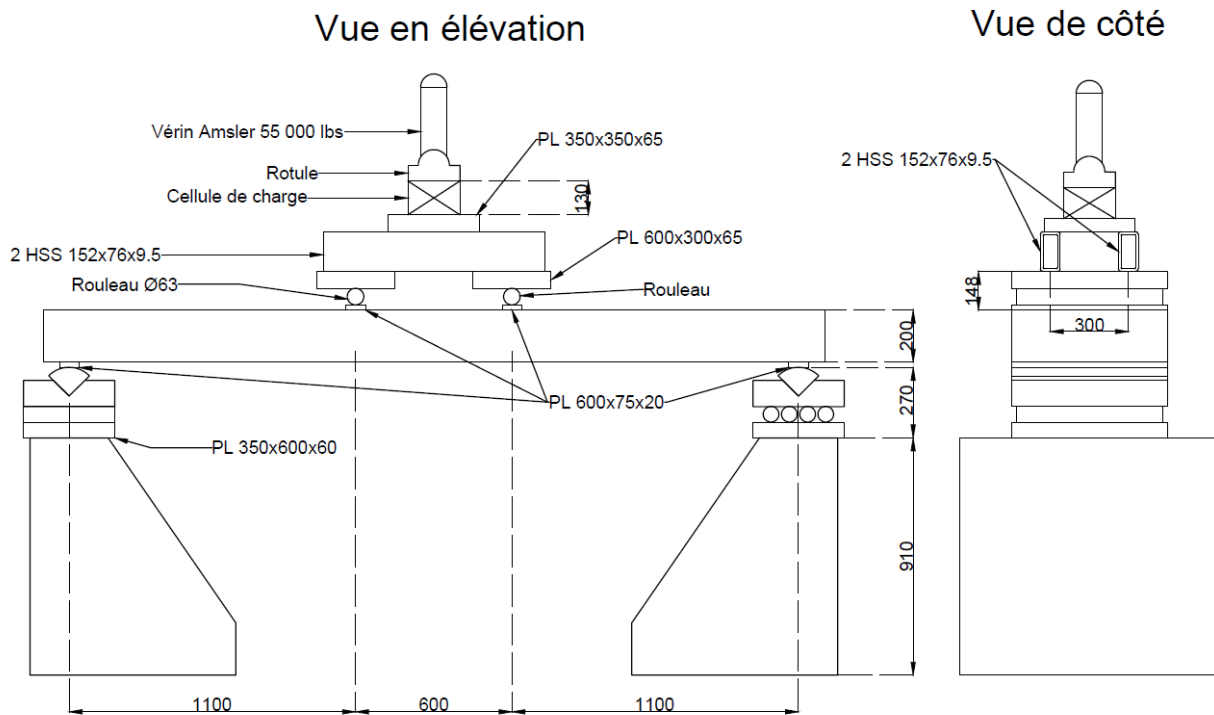


Figure 3-15: Plans du montage d'essai

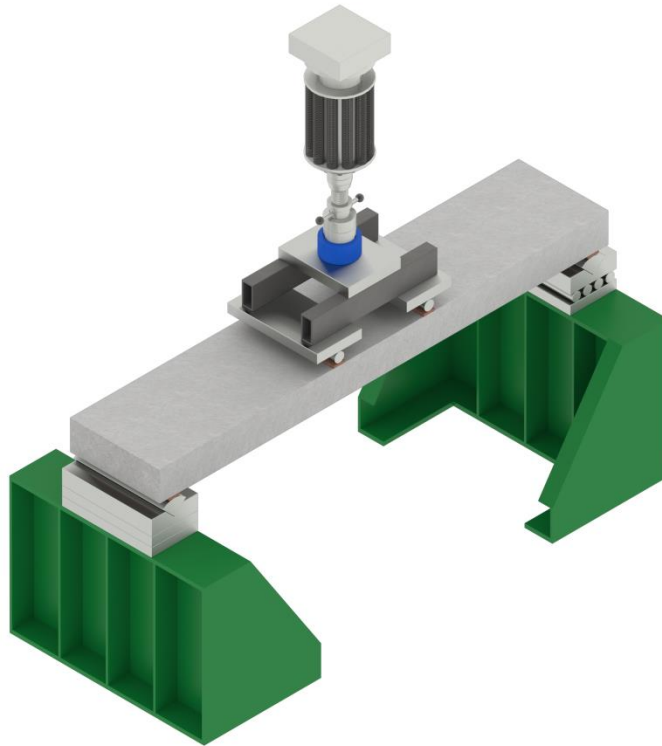


Figure 3-16: Vue 3D du montage d'essai

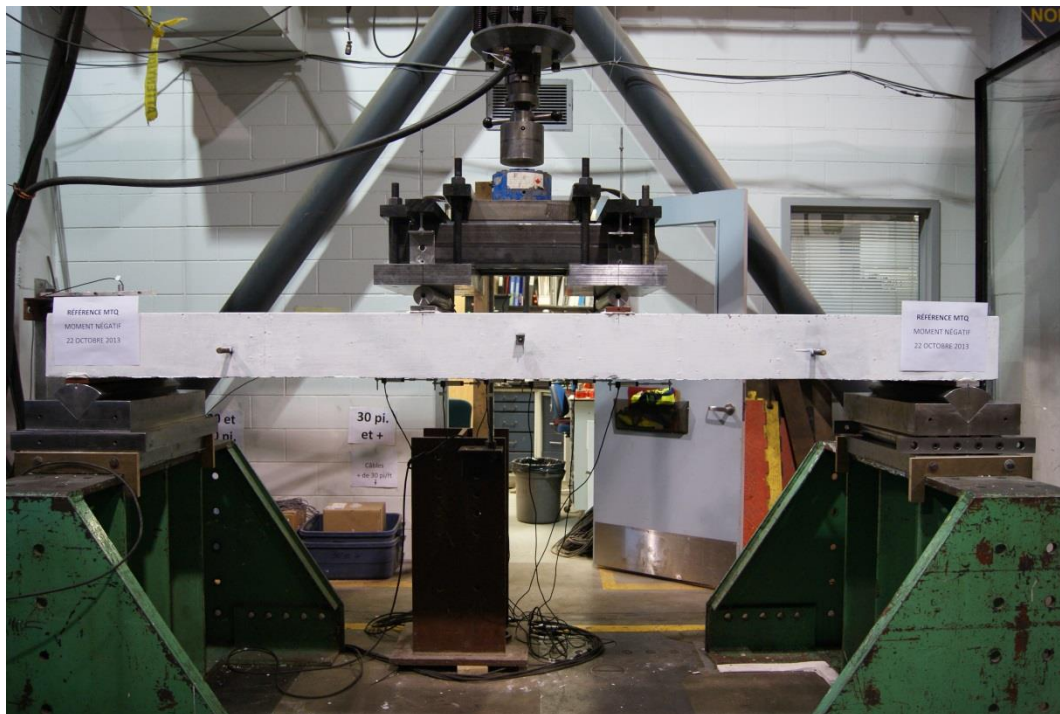


Figure 3-17: Montage expérimental



Figure 3-18: Poutre de transfert du montage

3.3.2 Essai statique

Les essais statiques ont été effectués à l'aide d'un vérin hydraulique Amsler d'une capacité de 245 kN contrôlé en chargement. La charge était stabilisée à quelques reprises durant l'essai pour tracer au feutre l'évolution des fissures sur le spécimen et prendre des photos. Le premier arrêt (40 kN) correspondait approximativement à la charge induisant le moment de flexion à l'état limite d'utilisation. L'essai était arrêté lorsque la charge maximale était atteinte pour les spécimens en béton armé sans fibres (éclatement du béton dans la zone comprimée après plastification des armatures), tandis que l'essai se poursuivait après l'atteinte du pic pour les spécimens en BRF, jusqu'à ce que l'intégrité des capteurs de fissuration soit menacée. Le protocole d'essai complet est fourni à l'Annexe E.

3.3.3 Essai cyclique

Des essais de fatigue ont été réalisés en laboratoire afin de simuler le passage répété des camions sur un pont. Cette fois, un pulsateur était utilisé pour alimenter le vérin Amsler 245 kN afin d'obtenir un chargement sinusoïdal d'amplitude constante. Un million de cycles était appliqué à chaque dalle à une fréquence nominale de 250 cycles par minute (la fréquence réelle étant

d'environ 4,4 Hz). La Figure 3-19 résume de façon schématique le déroulement de l'essai de fatigue.

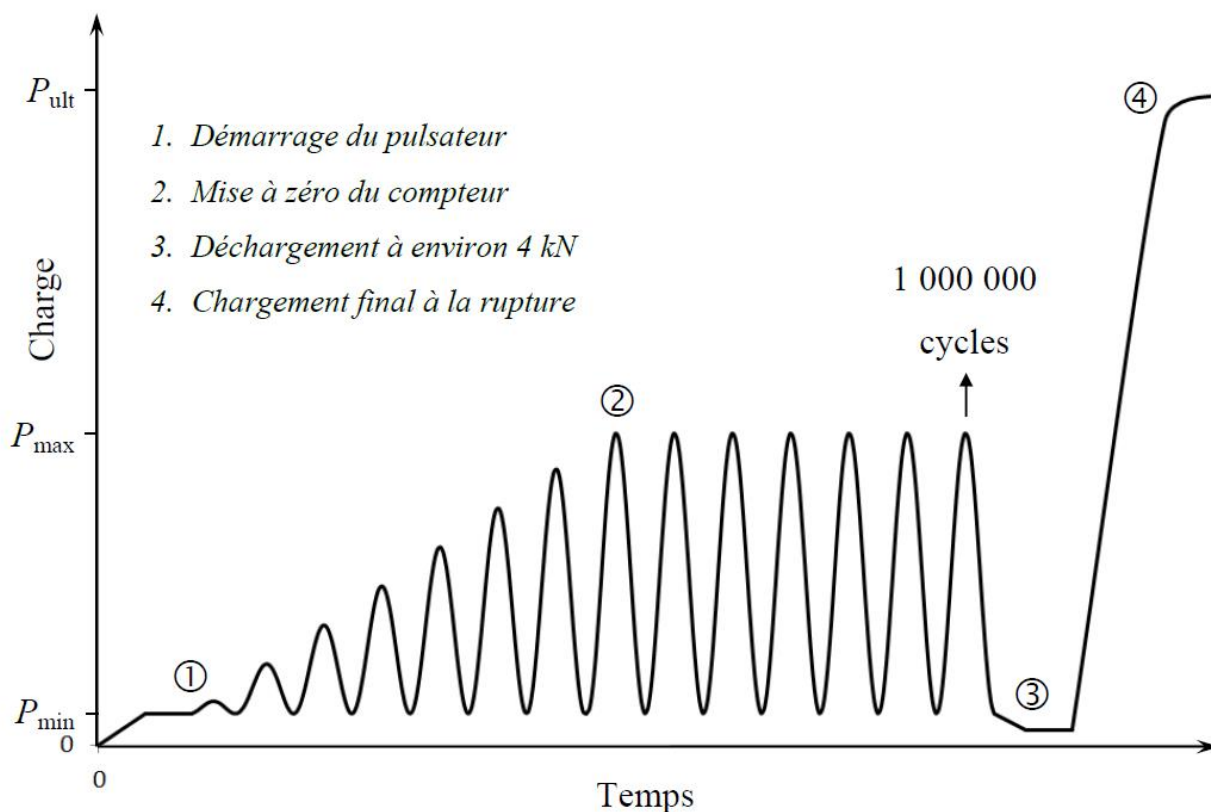


Figure 3-19: Déroulement de l'essai de fatigue

3.3.3.1 Niveaux de charge

Les niveaux de charge P_{min} et P_{max} à appliquer avec le pulsateur ont été déterminés afin d'être représentatifs des efforts réels sur les dalles de pont. On utilise la combinaison de charge à l'état limite de fatigue pour trouver les efforts maximum et minimum à appliquer à la dalle :

$$M_{f \text{ ÉLF}} = 1,00M_D + 1,00M_L \quad (3.5)$$

Le moment maximal que subit la dalle pour l'état limite de fatigue correspond au passage du camion :

$$M_{max} = 1,00 \times 5,69 + 1,00 \times 35,28 = 40,97 \text{ kN.m/m}$$

Le moment minimal que subit la dalle pour l'état limite de fatigue correspond à l'absence du camion sur le pont, c'est-à-dire lorsque seule la charge permanente agit sur la dalle :

$$M_{min} = 1,00 \times 5,69 = 5,69 \text{ kN.m/m}$$

En laboratoire, les poids propres du spécimen et de la poutre de transfert imposent un effort de flexion inhérent au montage expérimental. Il faut soustraire ce dernier des efforts théoriques calculés ci-dessus pour trouver la charge maximale et la charge minimale à appliquer avec le vérin. Le cas de chargement comprenant la charge uniformément répartie du poids propre et les charges ponctuelles de la poutre de transfert est présenté à la Figure 3-20.

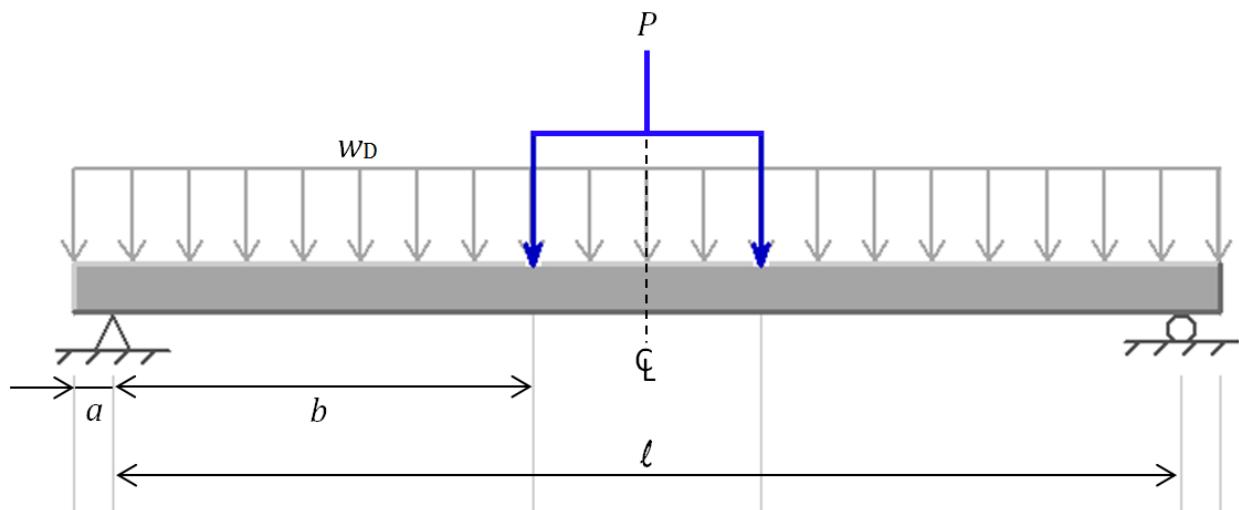


Figure 3-20: Définition des variables pour le calcul du moment M_0

Le moment causé par le poids propre et le système de chargement au centre de la poutre (M_0) est formulé par l'équation 3.6, selon les variables illustrées à la Figure 3-20.

$$M_0 = \frac{w_D}{8} (l + 2a)(l - 2a) + \frac{P}{2} b \quad (3.6)$$

où : $w_D = 24,0 \times 0,600 \times 0,200 = 2,88 \text{ kN/m}$;

$P = 3,658 \text{ kN}$ (poids total de la poutre de transfert).

Selon la configuration du montage présentée à la Figure 3-15, avec $l = 2,800 \text{ m}$, $a = 0,100 \text{ m}$ et $b = 1,100 \text{ m}$, on obtient donc pour M_0 :

$$M_0 = \frac{2,88}{8} (2,8 + 2 \times 0,1)(2,8 - 2 \times 0,1) + \frac{3,658}{2} \times 1,1 = 4,82 \text{ kN.m}$$

La charge maximale réelle P_{\max} à appliquer à la dalle par le vérin est :

$$P_{\max} = [(40,97 \times 0,600) - 4,82] \times \frac{2}{1,1} = 36 \text{ kN}$$

Le moment M_0 s'avère plus grand que l'effort de flexion minimal que l'on souhaite appliquer à la dalle :

$$M_0 = 4,82 \text{ kN.m} > M_{\min} = 5,69 \text{ kN.m/m} \times 0,600 \text{ m} = 3,41 \text{ kN.m}$$

Par ailleurs, selon les exigences d'utilisation du pulsateur, la charge minimale ne doit pas se situer en deçà de 1% à 2% de la capacité nominale du vérin :

$$55\,000 \text{ lbs} \times 2\% = 1\,100 \text{ lbs} \approx 4,9 \text{ kN}$$

Pour des raisons de commodité au laboratoire, il a été décidé d'appliquer une charge minimale de :

$$P_{min} = 8,9 \text{ kN}$$

Le moment effectif minimal appliqué à la dalle pendant les essais de fatigue était donc :

$$M_{\min \text{ réel}} = \left[4,82 \text{ kN.m} + \frac{8,9 \text{ kN}}{2} \times 1,1 \text{ m} \right] \div 0,6 \text{ m} = 16,2 \text{ kN.m/m}$$

Le Tableau 3.4 résume les charges réelles appliquées par le vérin durant les essais de fatigue, ainsi que le moment de flexion maximal réel subit par la dalle.

Tableau 3.4: Efforts calculés pour l'essai de fatigue

	Charge appliquée par le vérin (kN)	Moment effectif au centre de la dalle (kN.m/m)
Minimum	8,9	16
Maximum	36	41

Lorsque les cycles étaient achevés, le système était déchargé à environ 4 kN, puis les spécimens étaient amenés à la rupture tel qu'exécuté lors des essais statiques. Le protocole complet des essais de fatigue est décrit à l'Annexe E.

3.3.3.2 Vérifications selon la norme AASHTO (2012)

Selon la norme AASHTO (2012), la fatigue n'a pas besoin d'être vérifiée pour les tabliers en béton sur poutres multiples. Le commentaire de cette norme indique que ceci a été établi exclusivement à partir de la performance observée et de tests en laboratoire. Les expérimentations en laboratoire dont il est fait référence ont montré que la limite d'endurance en fatigue était de deux à trois fois supérieure aux effets de la charge de service. Lorsque la dalle de

tablier forme un ensemble mixte avec les poutres de support, un effet d'arc se développe et réduit les efforts de flexion traditionnellement admis dans les dalles selon les méthodes d'analyse simplifiées.

3.3.3.3 Vérifications selon la norme CSA-S6 (2006)

La norme S6 (2006) n'exige pas de vérification de la fatigue pour les dalles de ponts. Toutefois selon l'article 8.5.3.1.a de la norme S6 applicable aux éléments en béton armé, l'écart des contraintes dans les armatures à l'état limite de fatigue ne doit pas dépasser 125 MPa. On peut présumer que la même limite s'applique pour les dalles sur poutres. Le calcul détaillé de la vérification en fatigue pour la dalle de référence en BHP est effectué ci-dessous. Les propriétés géométriques se retrouvent à la Figure 3-5a. En fatigue, la dalle est testée selon sa configuration la plus critique, soit en flexion négative. Pour les calculs, on néglige le rang d'armature situé le plus près de la fibre comprimée. Les formules utilisées se retrouvent au Tableau A.4 de l'Annexe A.

$$d = 200 - 60 - \frac{16,0}{2} = 132 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$A_s = 1000 \text{ mm}^2$$

$$M_{min} = 16 \times 0,6 = 9,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{max} = 41 \times 0,6 = 24,6 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{200\,000}{30\,337} = 6,59$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = \frac{600}{6,59 \times 1000} = 0,0910 \text{ mm}^{-1}$$

$$c_{cr} = \frac{\sqrt{2dB + 1} - 1}{B} = \frac{\sqrt{2 \times 132,0 \times 0,0910 + 1} - 1}{0,0910} = 44 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bc_{cr}^3 + nA_s(d - c_{cr})^2 = \frac{1}{3} \times 600 \times 44^3 + 6,59 \times 1000 \times (132 - 44)^2$$

$$I_{cr} = 68 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{s\ min} = n \frac{M_{min}(d - c_{cr})}{I_{cr}} = 6,59 \times \frac{9,6 \times (132 - 44)}{68} = 81,9\ MPa$$

$$f_{s\ max} = n \frac{M_{max}(d - c_{cr})}{I_{cr}} = 6,59 \times \frac{24,6 \times (132 - 44)}{68} = 209,8\ MPa$$

L'écart théorique des contraintes dans l'armature à l'état limite de fatigue est donc :

$$\Delta\sigma_s = 209,8 - 81,9 = 127,9\ MPa$$

Pour une dalle en béton armé respectant les exigences du Manuel de conception des ouvrages d'arts du MTQ (15M @ 120 mm ou 1,15%), l'écart calculé est donc tout juste supérieur à la limite de 125 MPa imposée par le code S6. Le taux d'armature est nettement supérieur à la valeur de 0,3% aussi recommandée dans la norme S6 à l'article 8.18.4 avec la méthode empirique. Pour des armatures 15M avec un espacement maximal de 300 mm cette méthode conduit à un pourcentage effectif de 0,46% ce qui correspond à 40% de la valeur obtenue avec la conception conventionnelle (ratio d'espacement de 120/300 pour des armatures 15M). Dans ce cas les contraintes seraient près de deux fois et demie celles calculées plus haut. Cet écart vient du fait que la méthode de calcul adopté néglige l'effet d'arc qui se forme dans la dalle et qui réduit les efforts de traction dans les armatures. On peut donc affirmer que les charges appliquées pendant l'essai de fatigue qui imposent une variation de contrainte de 125 MPa sont critiques vis-à-vis les contraintes réelles qui se développent dans les dalles. Tel qu'expliqué à la section 4.4.2, l'écart de contrainte mesuré pendant les essais de fatigue sur la dalle en BHP a été d'environ 121 MPa.

Il a été décidé dans le cadre de ce projet d'imposer le même chargement cyclique à tous les systèmes de dalles. Ce choix est pertinent dans le sens où tous ces systèmes devraient en pratique reprendre les mêmes charges de service.

3.3.3.4 Pertinence des essais de fatigue

Dans le commentaire de la norme CAN/CSA-S6-06, à l'article C8.5.3.1, on indique que l'effet d'arc dans les tabliers en béton réduit les contraintes dans l'armature, résultant en une amplitude plus petite que si on considère qu'elles travaillent principalement en flexion, tel que supposé dans la méthode d'analyse simplifiée. Par conséquent, on mentionne que la fatigue n'est pas considérée problématique pour les dalles dont la conception est conforme à la méthode empirique de l'article 8.18.4. Cette méthode permet de calculer la quantité d'armature sans faire d'analyse des efforts dans la dalle. Dans ce cas, la quantité d'armature peut être aussi peu que des barres 15M @ 300 mm pour chacun des rangs, dans les deux directions principales. La méthode empirique propose donc une quantité d'armature inférieure à celle exigée lorsque la dalle est analysée et dimensionnée selon la méthode simplifiée. Bref, avec la méthode empirique, on ne se préoccupe pas des états limites d'utilisation ou de fatigue, mais uniquement de l'état limite ultime.

Les dalles préfabriquées dans ce projet ont été conçues selon la méthode simplifiée, car même si la fatigue dans les dalles n'est pas une exigence à vérifier selon les codes nord-américains, il importe de considérer cet aspect. En effet, comme les dalles de pont sont soumises à des chargements cycliques en pratique, il est intéressant d'examiner le comportement en service des dalles, surtout du point de vue de la progression des fissures, cette dernière étant intimement liée à la durabilité en service de la dalle. Dans l'objectif de développer des dalles préfabriquées très durables, le présent projet s'est intéressé à l'évolution du patron de fissuration des dalles sous un chargement cyclique. De plus les dalles sont les éléments les plus fortement sollicités dans les ponts et les plus coûteux à réparer ou à changer. Lorsque le coût sur la vie d'un ouvrage est considéré, les systèmes offrant le meilleur comportement en service, seront ceux qui demanderont le moins d'entretien et qui présenteront la meilleure durée de vie.

Dans les vérifications de fatigue, seule la charge vive doit être considérée, étant donné que la charge morte n'induit pas de variations de contrainte. Autrement dit, on s'intéresse uniquement à l'effet du passage des camions. Pour la configuration choisie dans le cadre de ce projet, $M_{L\text{ ÉLF}} = 35,3 \text{ kN.m/m}$. Dans la méthode utilisée pour le présent projet et expliquée à la section 3.3.3, ce n'est pas l'amplitude complète du chargement CL-625 qui a été considérée pour les tests en laboratoire. En réalité, l'amplitude du moment imposé aux dalles se situait à environ 70% du

moment causé par la charge vive à l'état limite de fatigue (ÉLF) en raison des limitations du montage expérimental qui ne permettait pas de réduire le moment minimal à la valeur requise ($M_{\max} - M_{\min} = 41 - 16 = 25 \text{ kN.m/m} \approx 0,70 \times M_{L \text{ ÉLF}}$). Cette valeur pourrait par exemple se comparer au facteur 0,62 utilisé pour les dalles de tablier en acier (Article 10.17.2.2 de la norme S6-06). Il est normal en fatigue d'exiger une charge moindre que celle causée par les charges maximales. Bien qu'il aurait été possible de hausser le moment maximal pour respecter l'amplitude créée par le passage du camion ($M_{\max} = M_{\min} + M_{L \text{ ÉLF}} = 16 + 35 = 51$), cela ne suit pas l'esprit du code des ponts et excède la valeur retenue pour l'acier. Ainsi le cas de chargement choisi se situe, d'une part, du côté critique par rapport à l'esprit du code pour l'ÉLF et d'autre part, le chargement cyclique a induit un écart de contraintes d'environ 125 MPa à la dalle de référence. Selon le code, ceci est critique du point de vue de la résistance à la fatigue des barres d'armature.

Par ailleurs, si les dalles avaient subi une amplitude de chargement correspondant à 100% du moment causé par le chargement CL-625 à l'ÉLF, la dalle dimensionnée selon les abaques du MTQ aurait subi un écart de contrainte d'environ 185 MPa en moment négatif. Dans ce contexte, il est probable qu'une rupture ou un endommagement excessif serait survenu pendant l'essai cyclique (Bélanger, 2000). Ceci n'aurait donc pas été approprié pour mesurer l'effet réel du passage des camions sur une dalle de pont. En conclusion, la méthode appliquée dans le cadre de ce projet est critique même si l'amplitude du moment ne correspondait qu'à 70% du moment théorique.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: “DEVELOPMENT OF PRECAST BRIDGE SLABS IN HPFRC AND UHPFRC”

Frédéric Lachance, Jean-Philippe Charron, Bruno Massicotte

Paper accepted for publication to ACI Structural Journal

4.1 Abstract

In this study, the mechanical behavior of cast-in-place (CIP) and precast bridge slabs was established with static and fatigue tests simulating truck loading. The three selected slab configurations include a high performance concrete (HPC) CIP slab, and two fiber reinforced concrete (FRC) precast slabs: one hybrid design using high performance fiber reinforced concrete (HPFRC) and ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC), and one using only UHPFRC. The structural behavior of the three slabs is analysed and compared in terms of stiffness, deflection, crack opening and ultimate strength. The static tests demonstrated that all three slab configurations exceeded largely the design criterion of ultimate strength, even after the application of cyclic loadings. The hybrid and UHPFRC slabs showed minor crack widths in service and fatigue conditions, whereas the reference HPC slab presented crack widths superior to the 0.25 mm (0.010 in) criterion under the same conditions.

4.2 Introduction

Many bridges across North America present deterioration signs and need a replacement (Petre-Lazard 2001, Yehia et al. 2008). Some of them have reached their expected service life, while others have presented an accelerated deterioration due to the use of de-icing salts and the increase of traffic volume and live load magnitude. Concrete bridge decks, exposed to detrimental environmental conditions and heavy alternate loading, commonly struggle with corrosion, delamination and cracking problems. Every year in North America billions of dollars are spent to repair bridge deck delaminations (Lachemi et al. 2007). Bridge-owners, now engaged in sustainable development, are looking for accelerated and efficient construction methods to reduce traffic disruptions in urban areas or on roads where no alternative routes are available. They are

also searching for long-lasting structural systems for bridge slab rehabilitation projects in order to reduce the number and the length of interventions over structures expected service life.

Over the years, many actions have been taken by engineers to improve bridge deck durability. The most common methods to thwart corrosion issues in bridge decks are the utilization of epoxy-coated, galvanized or fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcing bars, high performance concrete (HPC), thicker concrete covers, and waterproofing membranes. The main intent of a large cover is to increase the required diffusion time for chlorides to reach the bars and initiate corrosion. However, leaving a thick concrete cover leads to larger crack widths under traffic loads, restrained shrinkage or thermal effects (Gergely and Lutz 1968). This facilitates the ingress of corrosive agents, which eventually reduces the benefits of the thicker cover. Furthermore, recent cast-in-place (CIP) bridge constructions showed extensive cracking due to the autogenous shrinkage of HPC (Cusson and Repette 2000; Massicotte et al. 2000). Galvanized, epoxy-coated or FRP bars are not used in some jurisdictions and have their own limitations whereas membranes must be replaced periodically. None of these solutions address the problem of cracking. It is well recognized that steel fibers in cracked concrete enhance the durability of concrete by reducing its permeability (Lawler et al. 2002; Rapoport et al. 2002; Desmettre and Charron 2013). In that context, the use of high dosage steel fiber concrete in bridge deck construction is proposed to ensure durability.

So far, the development of full-depth precast slabs using high and ultra-high performance fiber reinforced concretes (HPFRC and UHPFRC) stands among the most promising methods to accelerate bridge construction and improve durability compared to actual CIP slabs. On one hand, the benefits of precast elements have been illustrated many times (Badie and Tadros 2008). First, on-site construction time dedicated to forming, placing and tying the steel reinforcement, as well as placing and curing the concrete, is eliminated. Second, production plants offer high-quality control and tight tolerances that lead to high-quality precast elements. Finally, early-age cracking issues are eliminated, as curing takes place in a controlled environment (low temperature gradient, high humidity, no vibrations), while restrained shrinkage is mainly avoided. On the other hand, HPFRC and UHPFRC present high mechanical strengths, large deformation capacities and low water permeability under loads, which makes them remarkably durable in comparison to HPC (Rossi 1998; Hubert et al. 2014). Their high mechanical resistance can allow significant material volume reduction (concrete and/or reinforcement), whereas their higher

durability can enhance structure lifespan. Thus, these materials are particularly well suited for construction of new bridges and rehabilitation of existing bridges.

The objective of this project was to design, build and test a CIP HPC slab (reference) and two precast FRC slabs, adaptable to steel or prestressed concrete bridge girders. This paper presents the results of the experimental program carried out for assessing the mechanical performance of the three slab designs.

4.3 Research significance

Extensive research on UHPFRC behavior under loading, durability and structural applications has been conducted in the last decade. Despite their outstanding mechanical properties, ductility and very low permeability, the industrial use of UHPFRC in highway superstructures is limited (Foster, 2014). Optimization of slab systems section and hybrid slab using different concrete layers, as proposed in this study, reduce concrete and steel volumes in comparison to conventional design and decrease material costs. Furthermore, use of precast slabs reduces construction period of bridges. Finally, crack-free precast slabs in service condition such as those with UHPFRC will present an extended durability under severe environments. Thus they may have a significant impact on reducing life cycle and social costs of highway superstructures.

4.4 Experimental program

4.4.1 Design procedure

The slabs were designed according to Canadian regulations (CSA 2006), fulfilling as well American regulations (AASHTO 2012). Figure 4-1 displays the amplitude of the factored transverse bending moments caused by the live load according to the span S_e between girders. The calculations are presented according to the two regulations and are valid for constant thickness slab continuous over three or more equally-spaced girders. Multiple presence factors, dynamic load allowance and load factors according to each code are included. The moments are calculated using the equivalent strip method for the AASHTO, whereas the simplified elastic method is used for the CSA.

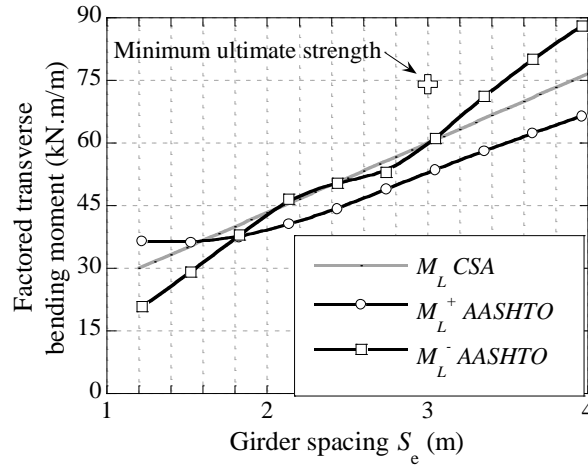


Figure 4-1: Factored bending moment for live loads according to girder spacing (Note: 1 m = 3.28 ft; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

For the design, requirements for strength, serviceability and fatigue limit states were verified. The bridge model selected for this study has an effective span of 3.0 m (9.84 ft) between girders, a 200 mm (7.87 in) thick concrete slab and a 65 mm (2.56 in) thick asphalt layer. The design moment for the strength limit state according to CSA regulations, is 66.8 kN-m/m (15.0 kip-ft/ft) for positive and negative bending, including the factored dead loads moment (6.8 kN-m/m [1.5 kip-ft/ft]) and the factored live loads moment (60 kN-m/m [13.5 kip-ft/ft], Figure 4-1). The target minimum ultimate strength required for the slabs was obtained by dividing the design moment at strength limit state by the performance factor, considered as 0.90 for reinforced concrete decks. Consequently, the target minimum ultimate strength value was equal to 74.2 kN-m/m (16.7 kip-ft/ft), as indicated on Figure 4-1 with a single cross cursor. For the service and fatigue limit states, the design moments are 37.5 and 41.0 kN-m/m (8.43 and 9.22 kip-ft/ft), respectively. Moreover, CSA code requires that the crack widths shall not exceed 0.25 mm (0.010 in) for non-prestressed structural components exposed to de-icing salts. As bridges slabs are subjected to repeated loads, CSA code specifies that the stress variation in straight bars shall not exceed 125 MPa (18.1 ksi) to avoid fatigue-related failure or malfunctions.

The total slab thickness was limited to 200 mm (7.87 in) for all designs in order to represent many bridges built in North America and to maximise their suitability where thin slabs are required. Design and optimization of the slabs were done with sectional analysis software AIS (Massicotte et al. 2014) to compute moment-curvature and moment-crack opening of the slabs in

flexure. This program can consider any cross-section, symmetrical about the vertical axis, as well as nonlinear material properties such as strain-hardening and tensile softening behavior of FRC. Perfect strain compatibility is assumed at the interface between all materials. The design procedure permitted to evaluate the slabs geometry and reinforcement fulfilling the strength and service limit states requirements. Details can be found in Lachance (2015).

The CIP reference HPC slab is illustrated in Figure 4-2a. The top and bottom layer of transverse reinforcement consisted of 15M @ 120 mm (4.72 in), as specified by the Quebec Ministry of Transportation (MTQ, 2009) for 200 mm (7.87 in) thick slabs of 3 m (9.84 ft) span. Usual details as a concrete cover of 60 mm (2.36 in) for the top layer of reinforcement and 35 mm (1.38 in) for the bottom layer were also considered. The top and bottom longitudinal reinforcement were 15M @ 180 mm (7.09 in) bars.

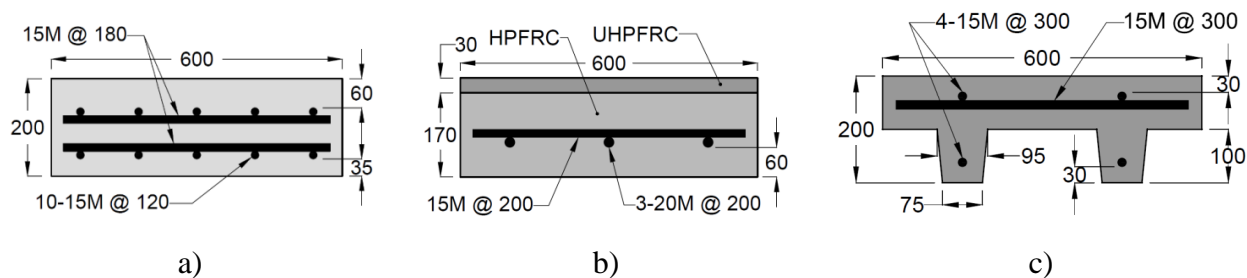


Figure 4-2: Slab specimens cross-section: a) HPC; b) hybrid; c) UHPFRC (Note: all dimensions in mm. 1 mm = 0.039 in)

Figure 4-2b shows the hybrid precast slab design made of HPFRC with a 30 mm (1.18 in) UHPFRC overlay. The overlay increases the negative bending moment resistance and provides water tightness to the top surface of the deck. It is important to point out that for this study the concrete layers were cast at approximately one hour interval. Thus, cracking problem related to restrained shrinkage of the UHPFRC topping was avoided. The single reinforcement layer of the slab consisted of transverse bars 20M @ 200 mm (7.87 in) and longitudinal bars 15M @ 200 mm (7.87 in).

Single reinforcement layer in fiber reinforced concrete slabs have already been proposed as a viable alternative to actual CIP slabs with double reinforcement layer (Massicotte et al. 2000 and 2014). The idea is to place the layer of reinforcement at about the bottom third of the slab to resist positive bending moment, while the fibers in the top part contribute to resist negative

bending moment. The continuity in positive reinforcement is needed to ensure safety should accidental failure occurs. Therefore, a significant reduction of 55% of total reinforcement was obtained for the hybrid design, in comparison with the reference HPC slab. Although rebars are far away of surface, the crack widths are efficiently controlled by the bridging effect of fibers uniformly distributed.

A precast design made only of UHPFRC is also proposed (Figure 4-2c). Optimization of concrete volume is obtained with a ribbed deck, as most bridge slabs have a unidirectional behavior in transverse bending. Ribs are spaced at 300 mm (11.8 in) c/c. Two layers of transverse reinforcement consisting of 15M @ 300 mm (11.8 in) were used, while bars 15M @ 300 mm (11.8 in) were used for the longitudinal reinforcement of the top layer. MTQ (2009) requirements for minimum concrete covers were ignored for the UHPFRC slab, as previous studies (Parant et al. 2006; Charron et al. 2008; Hubert et al. 2014) have demonstrated the extremely low permeability of such material at serviceability. Concrete volume has been reduced by 36%, making the system significantly lighter than a full-depth slab. Furthermore, total reinforcement was reduced by 64% compared to the reference HPC design.

4.4.2 Material properties

The composition of the self-leveling materials considered for the slab designs is summarized in Table 4.1, whereas their measured mechanical properties are listed in Table 4.2. Figure 4-3 illustrates the tensile behavior measured on dog-bone specimens for the HPFRC and the UHPFRC. The HPC is a mix with a water/binder (w/b) ratio of 0.38 that is commonly produced for CIP bridge slabs. Its failure was fragile in tension. The HPFRC has a w/b ratio of 0.43. It contained 1.0% volume hooked steel fibers ($l_f = 35$ mm [1.38 in], $d_f = 0.55$ mm [0.022 in]) and presented a softening post-cracking behavior in direct tension. A 4.0% volume fraction of straight steel fibers ($l_f = 10$ mm [0.39 in], $d_f = 0.20$ mm [0.008 in]) and a w/b ratio of 0.19 were used in the UHPFRC mix, while its grain size distribution was optimized by the use of large amounts of silica fume, fine quartz, and the removal of coarse aggregates. The high fiber dosage provided a strain-hardening and a softening behavior in direct tension.

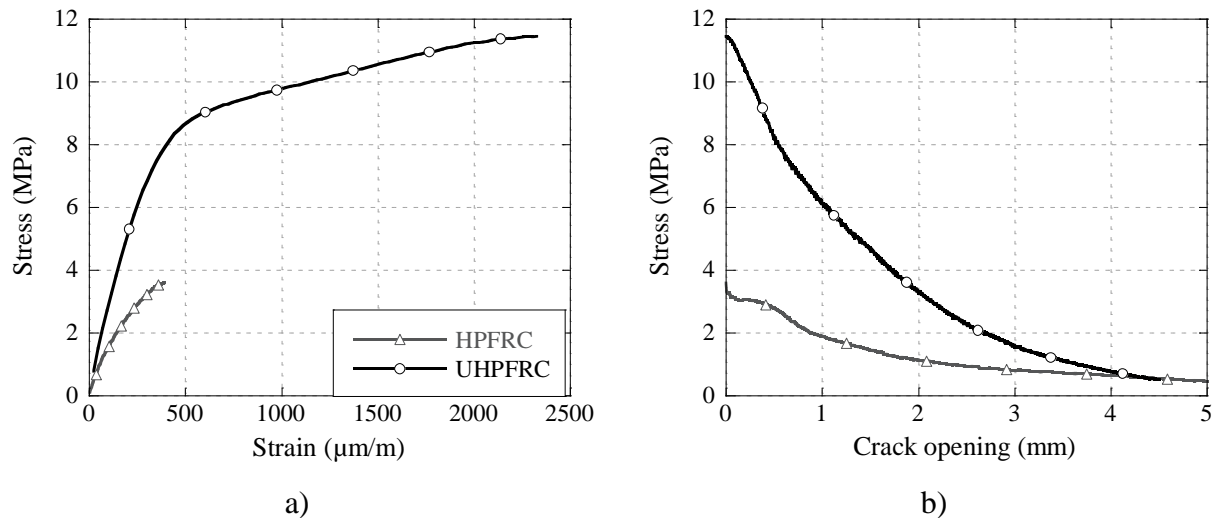
Table 4.1: Composition of concretes

Component	HPC	HPFRC	UHPFRC
Cement, kg/m ³ (lb/ft ³)	414 (25.8)	506 (31.6)	1015 (63.4)
Silica fume, kg/m ³ (lb/ft ³)	36 (2.25)	44 (2.75)	254 (15.9)
Water, kg/m ³ (lb/ft ³)	170 (10.6)	233 (14.5)	211 (13.2)
Sand, kg/m ³ (lb/ft ³)	825 (51.5)	831 (51.9)	609 (38.0)
Aggregate, kg/m ³ (lb/ft ³)	830 (51.8)	664 (41.5)	—
Superplasticizer, L/m ³ (gal/ft ³)	6.39 (0.0478)	4.00 (0.0299)	49.5 (0.370)
Air entraining admixture, L/m ³ (gal/ft ³)	0.79 (0.00367)	—	—
Viscosity-modifying admixture, L/m ³ (gal/ft ³)	—	1.00 (0.00748)	—
Water reducing admixture, L/m ³ (gal/ft ³)	0.90 (0.00673)	—	—
Retarding admixture, L/m ³ (gal/ft ³)	0.43 (0.00322)	—	—
Fibre, kg/m ³ (lb/ft ³)	—	78 (4.87)	316 (19.7)
Water/binder ratio	0.38	0.43	0.19

Table 4.2: Mechanical properties of concretes

Properties	HPC	HPFRC	UHPFRC
f'_c , MPa (ksi)	51.5 (7.47)	68.3 (9.91)	122 (17.7)
f'_t , MPa (ksi)	3.36 (0.487) ^a	3.60 (0.522) ^b	11.5 (1.67) ^b
E_c , MPa (ksi)	30 300 (4 390)	33 200 (4 820)	37 700 (5 470)
ν	0.23	0.21	0.24

^a Splitting tensile test. ^b Uniaxial tensile test.

**Figure 4-3: Measured tensile behavior of FRC: a) pre-peak behavior; b) post-peak behavior**

(Note: 1 mm = 0.039 in; 1 MPa = 0.145 ksi)

The reinforcing bars used for the project were No. 15 and No. 20 of 400W steel grade coming from a unique heat. Their measured yield strength was 438 MPa (63.5 ksi) for both rebar type, and their ultimate tensile strength was 609 and 585 MPa (88.3 and 84.8 ksi) for the No. 15 and No. 20 bars, respectively.

4.4.3 Specimens

A total of ten full-scale slabs were built for the experimental program. The slab specimens were cast at a precast plant, cured in moist conditions for seven days, and moved to Polytechnique Structures laboratory for testing. Three identical specimens were built for the HPC and hybrid designs each and four for the UHPFRC design. The first two specimens of each group were subjected to a quasi-static loading up to failure, the first one in positive bending and the second one in negative bending. The remaining specimens were submitted to cyclic loading. The most unfavorable static condition was chosen for the fatigue test. For the HPC and hybrid designs, the ultimate strength was lower in negative bending, so this condition was chosen for the cyclic test. Due to the ribbed section of the UHPFRC slab, both positive and negative bending were tested in fatigue.

4.4.4 Test setup and instrumentation

The test setup for 3.0 m (9.84 ft) long and 0.6 m (1.97 ft) wide slabs is illustrated in Figure 4-4. The specimens, supported on rollers and pins, were loaded in four point bending, using a single 245 kN (55 kips) hydraulic actuator reacting on a rigid steel frame. The instrumentation comprised 2 Linear Variable Differential Transducers (LVDT) measuring deflection at midspan, 6 linear potentiometers underneath the slab tracking crack width progression, 1 strain gauge on slab top surface measuring concrete compressive strain and 2 strain gauges at midspan of one of the transverse bar measuring tensile reinforcement strain. The hydraulic actuator force was monitored via a 220 kN (50 kips) load cell, which was installed on a transfer beam supported by rollers. A layer of grout was used between all the plates in contact with the slab to ensure uniform load transmission.

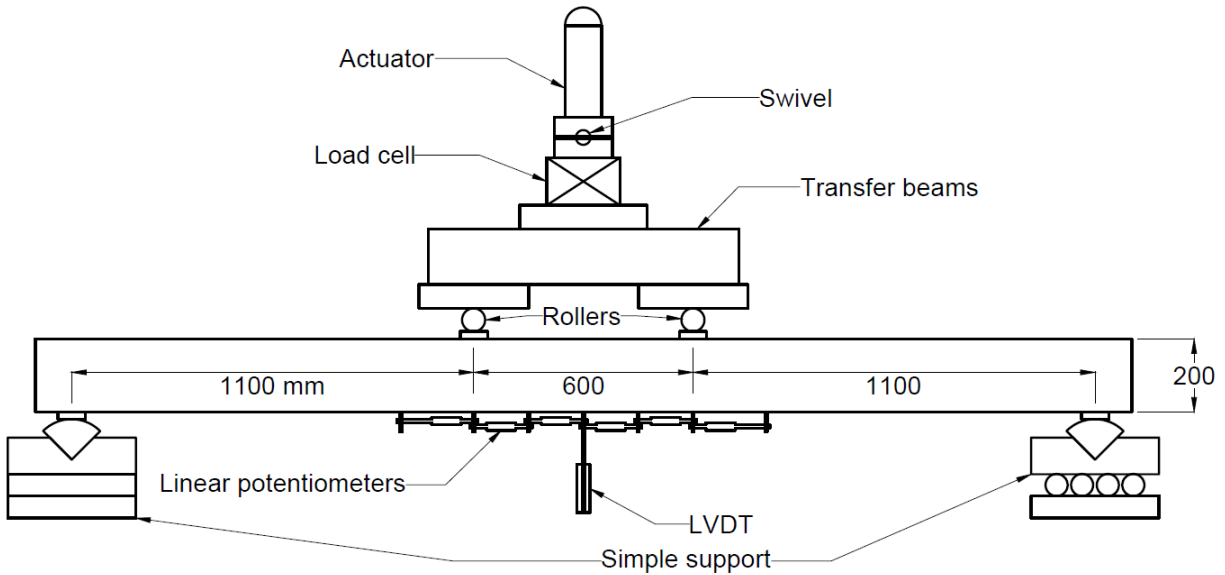


Figure 4-4: Four point bending test setup (Note: 1 mm = 0.039 in)

4.5 Test results

4.5.1 Static behavior

The bending moment is plotted against the vertical displacement at midspan of the slab in Figures 4-5a and 4-6a for positive and negative bending, respectively. The minimal static strength required by CSA (2006) is indicated with a dotted line. All slabs exceeded the CSA moment specification of 72.4 kN-m/m (16.3 kip-ft/ft) by at least 60% in positive bending and at least 33% in negative bending.

Positive and negative bending behavior of the HPC slab was typical of a reinforced concrete beam. Both specimens presented elastic behavior up to 20 kN-m/m (4.5 kip-ft/ft), then the slabs entered in a nonlinear domain as regularly-spaced cracks appeared at their face under tension. Cracks grew steadily as the moment increased. The bottom layer of reinforcement yielded at 120 and 94 kN-m/m (27 and 21 kip-ft/ft) for positive and negative bending, respectively. A ductile bending failure was observed with rebar yielding and the loading stopped when the concrete failed in compression at the top face. Ultimate strength was 163 and 112 kN-m/m (36.6 and 25.2 kip-ft/ft) for positive and negative bending, respectively.

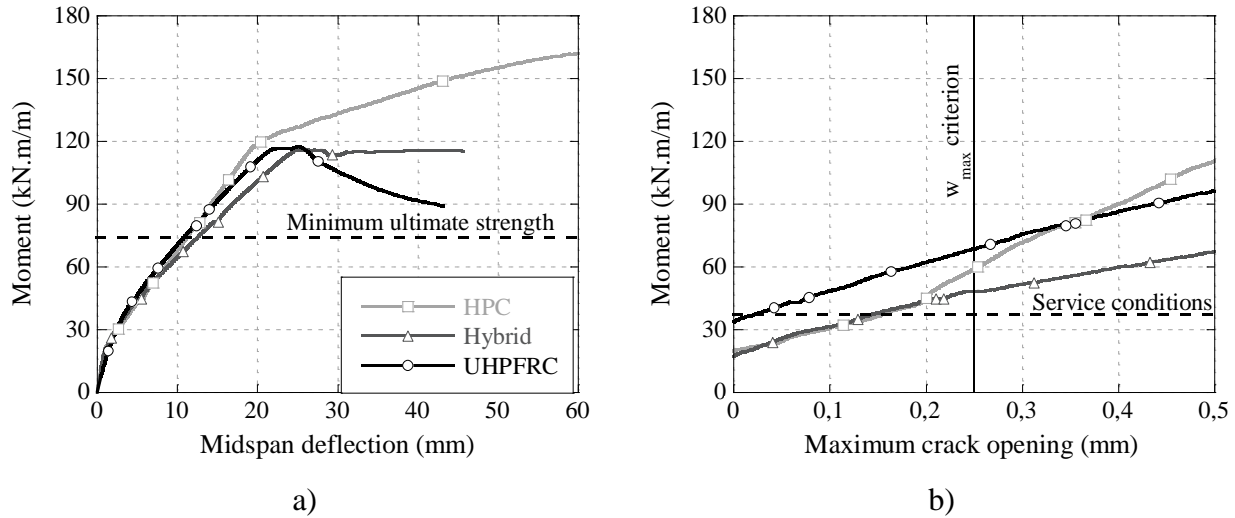


Figure 4-5: Static behavior under positive bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

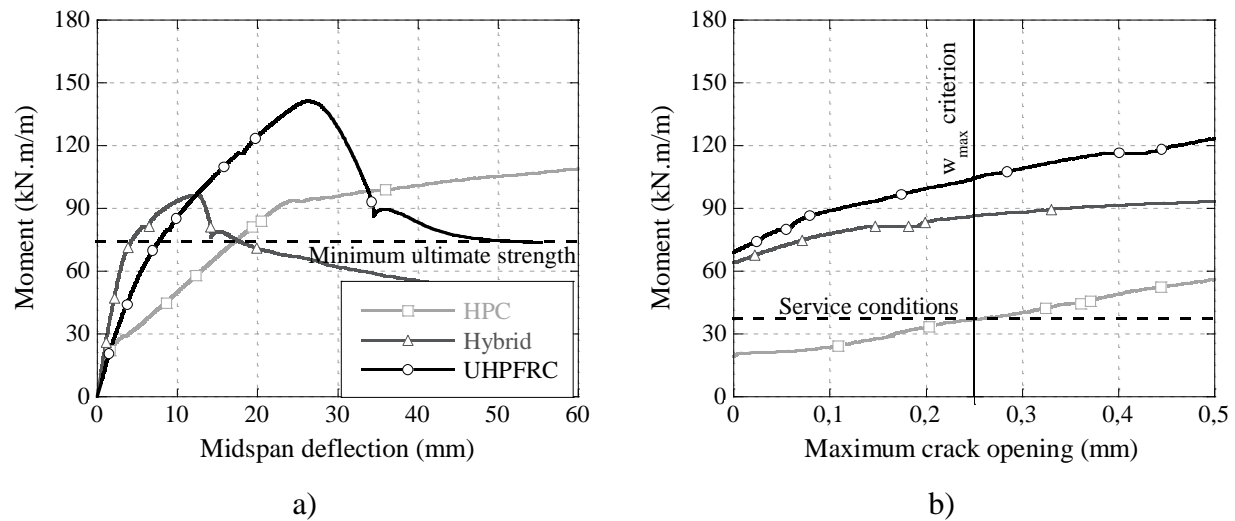


Figure 4-6: Static behavior under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

The asymmetrical configuration of the hybrid design led to a different behavior in positive and negative bending. In positive bending (UHPFRC layer in compression), cracking moment was reached at 17 kN-m/m (3.8 kip-ft/ft) and multiple cracks grew vertically as the specimen entered nonlinear domain. During this stage, the stiffness was slightly lower than the HPC slab. Maximum strength was reached when the reinforcement yielded at 116 kN-m/m (26.1 kip-ft/ft). The resistance then remained constant, while a macrocrack localized. When the macrocrack

reached the UHPFRC layer, it split in both horizontal directions, initiating delamination of the overlay. Under negative bending moment, the behavior remained elastic up to 64 kN-m/m (14 kip-ft/ft), then the slab entered a nonlinear phase in which multiple cracks developed in the HPFRC section of the slab. These cracks were fully bridged by the UHPFRC layer still undamaged at that stage. A discrete macrocrack localized in the UHPFRC when the slab reached maximum resistance of 96 kN-m/m (21.6 kip-ft/ft). Afterwards a softening behavior was observed, which stabilized toward the bending capacity provided by the reinforcement.

The UHPFRC slabs behaved similarly under positive and negative bending, while achieving ultimate resistances of 117 and 141 kN-m/m (26.3 and 31.7 kip-ft/ft), respectively. When the elastic strength was reached (approximately 8.6 MPa [1.2 ksi], Figure 4-3) at the tensile face of the slab, the UHPFRC entered the strain-hardening domain and a reduction of the slab rigidity was observed. Concurrently, a few cracks became visible along the bottom face of the slab. These cracks barely grew, reaching at maximum the middle depth of the slab. This nonlinear stage continued until maximum strength was reached, indicating that the reinforcement yielded. A discrete macrocrack formed in the region of constant bending moment, and the specimen entered the final stage of its behavior, the strain-softening domain. A gradual reduction of resistance was observed toward the bending capacity provided by the reinforcement.

Figures 4-5b and 4-6b show the bending resistance according to the maximum crack width for positive and negative bending, respectively. The bending moment to consider in service conditions is indicated with a horizontal dotted line, whereas the maximum crack width criterion of 0.25 mm (0.010 in) is indicated by a vertical line. The curves begin at the cracking moment, observed on the moment-deflection diagrams in Figures 4-5a and 4-6a. In positive bending, all designs presented a maximum crack opening inferior to the criterion in service conditions ($w_{\max} = 0.16, 0.15$ and 0.02 mm [0.006, 0.006 and 0.001 in] for HPC, hybrid and UHPFRC slabs, respectively). In negative bending, the HPC slab exhibited a maximum crack width of 0.26 mm (0.010 in), surpassing slightly the CSA limit (2006), whereas hybrid and UHPFRC designs showed no crack in service conditions.

4.5.2 Cyclic behavior

Cyclic testing was performed in negative bending for all slab designs and also in positive bending for the UHPFRC slab. The test setup was the same as the one used for static tests. In this

condition, the hydraulic jack was driven by a pulsator to apply sinusoidal loading with constant amplitude to the specimens. The maximum and minimum loads were calculated to be representative of the real effect of a truck axle circulating on the slab, according to the Canadian code (CSA 2006) for the fatigue limit state. The effective moment at the middle section of the slab induced by the minimum and maximum loads were respectively $M_{\min} = 16 \text{ kN-m/m}$ (3.6 kip-ft/ft) and $M_{\max} = 41 \text{ kN-m/m}$ (9.2 kip-ft/ft). The maximum applied moment corresponds to the fatigue load design moment, whereas the moment amplitude was set to induce stress variations of 125 MPa (18.1 ksi) in the conventional reinforcement of the HPC specimen as specified limit in CSA Code for fatigue. The same amplitude was applied to the other slab designs for comparison purposes and because the same load cases apply to all precast slab systems. The cyclic loading showed fluctuations less than 6% around the target maximum and minimum loads throughout all the tests.

One million cycles were applied to the slabs at a constant frequency of 4.4 Hz. During the cycles, signal of instrumentation was recorded with a frequency of 150 Hz for 10 seconds every 10 minutes in order to reduce the data size and treatment required. The application of one million truck axle represents a limited number of cycles when considering the actual number of axle load cycles occurring on bridge deck slabs over their service-life. However, it was considered sufficient to stabilize the crack openings in the specimens and assess the loss of stiffness and strength.

Figure 4-7a shows the maximum midspan deflection at M_{\max} during the fatigue tests. Data is shown at 1, 10 000, 50 000, 100 000 cycles, and then at every 100 000 additional cycles up to one million. For all slab designs, a stabilization of the mechanical behavior can be observed around 200 000 cycles. The larger deflection for the HPC slab is explained by its inferior rigidity in service. Multiple localized macrocracks developed in this specimen under fatigue loading, whereas hybrid and UHPFRC specimens were not or very lightly cracked.

The reinforcement stress variation due to fatigue loads is plotted in Figure 4-7b. The stress range limit of 125 MPa (18.1 ksi) allowed by CSA (2006) is indicated with a horizontal dotted line. Data shown starts at 10 000 cycles. The values presented are the difference between the stress in the rebar at M_{\max} and M_{\min} . Stress variation remained nearly constant throughout the whole tests.

Figure 4-7c displays the crack opening range during the fatigue tests. As UHPFRC M- and hybrid M- specimens were not cracked during fatigue tests, only HPC M- and UHPFRC M+ slabs results can be shown. Once again, the curves stabilized around 200 000 cycles.

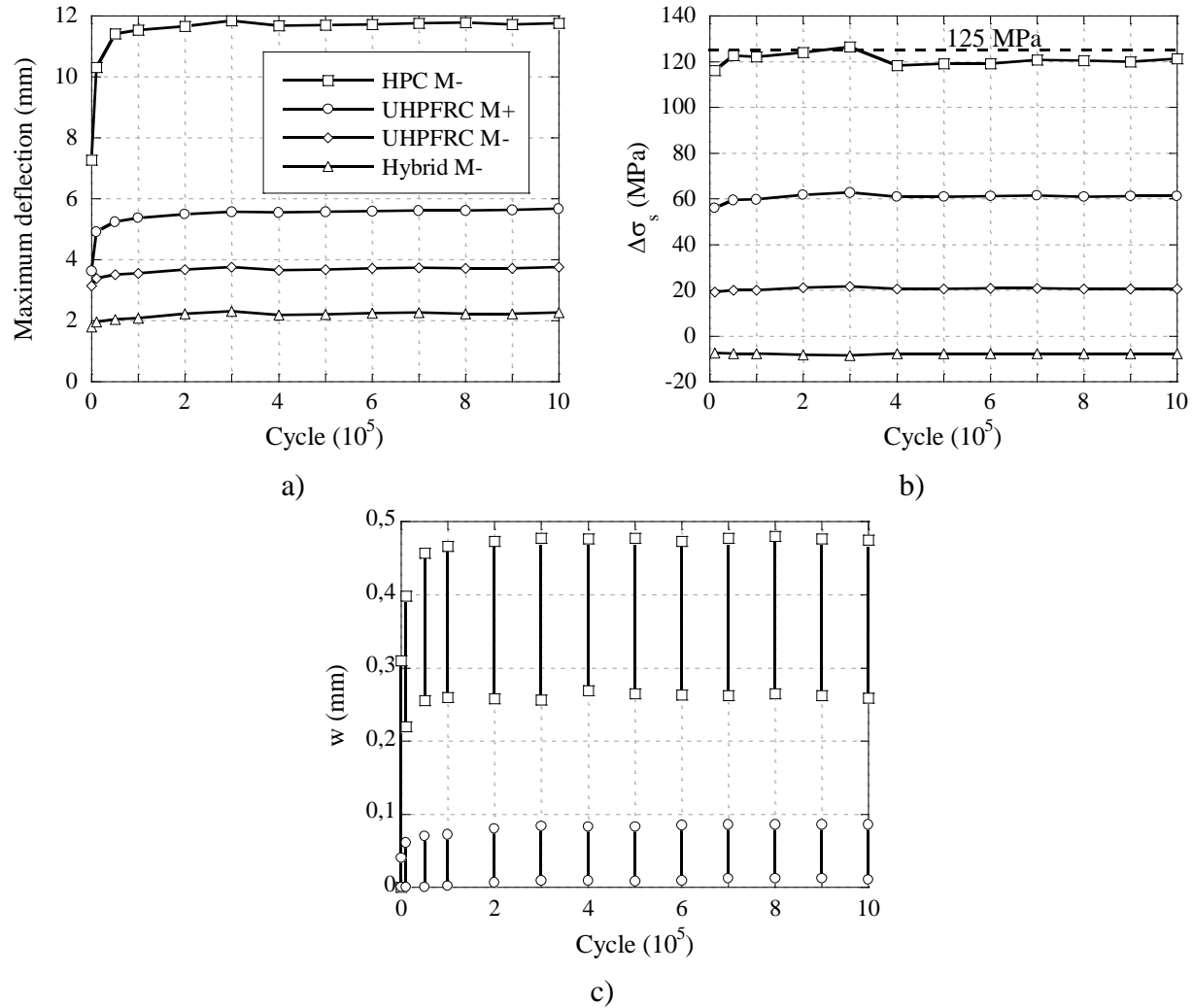


Figure 4-7: Evolution of various monitored values during cyclic loading: a) midspan deflection at maximum load level; b) reinforcement stress variation; c) crack opening range
 (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 MPa = 0.145 ksi)

4.5.3 Static behavior after cyclic loading

In order to assess the residual strength of each slab subjected to cyclic loading, a static test up to failure was performed. After the application of one million cycles, the pulsator was stopped and the hydraulic actuator was slowly unloaded to 5 kN (1 kip) to avoid loss of contact with the specimen, as shown by the residual static bending moment of 12 kN-m/m (2.7 kip-ft/ft) residual

moments in Figures 4-8 to 4-11. The horizontal shift of the curves after 10^6 cycles represents the accumulated permanent damage in slabs.

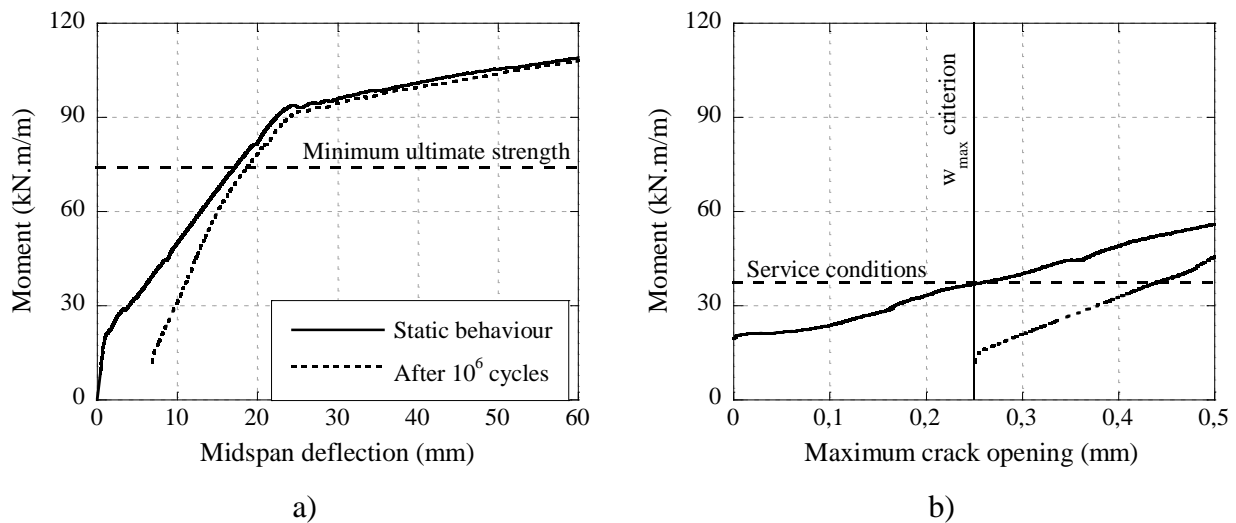


Figure 4-8: Effect of fatigue for HPC slab under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

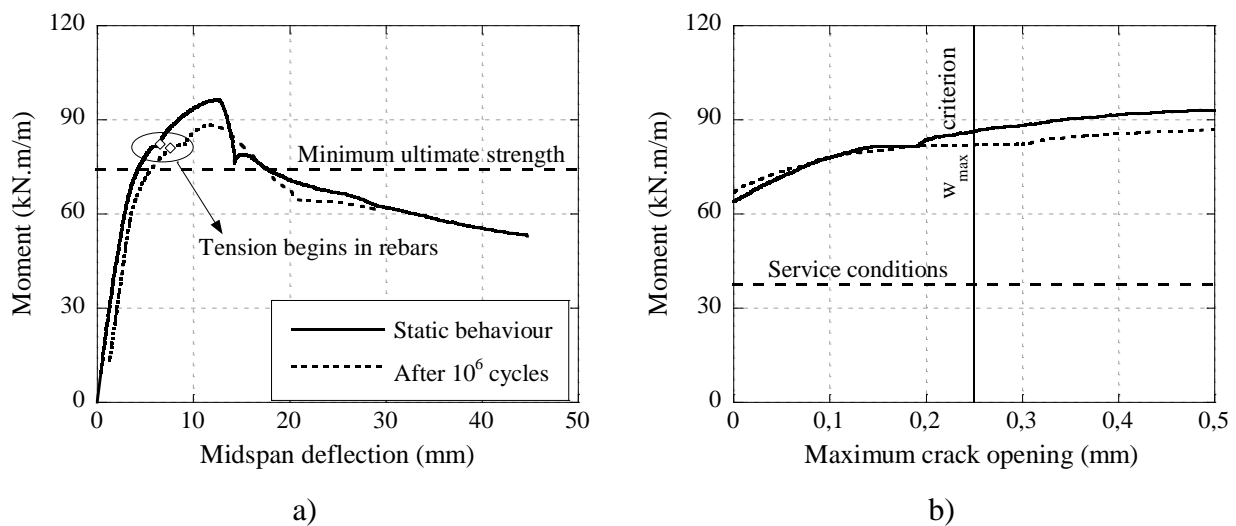


Figure 4-9: Effect of fatigue for hybrid slab under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

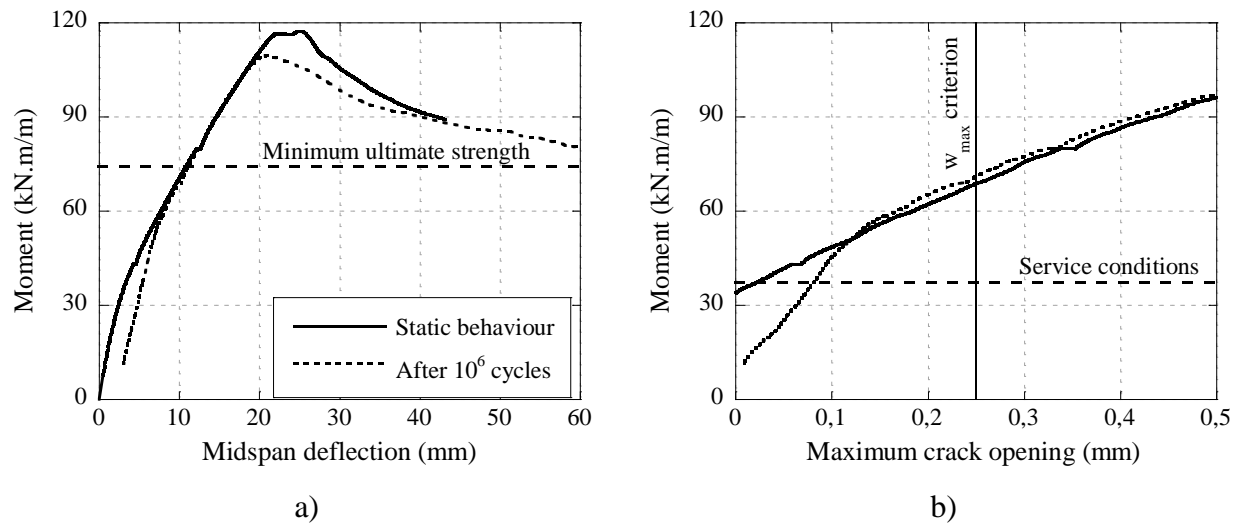


Figure 4-10: Effect of fatigue for UHPFRC slab under positive bending: a) moment vs. midspan deflection; b) moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

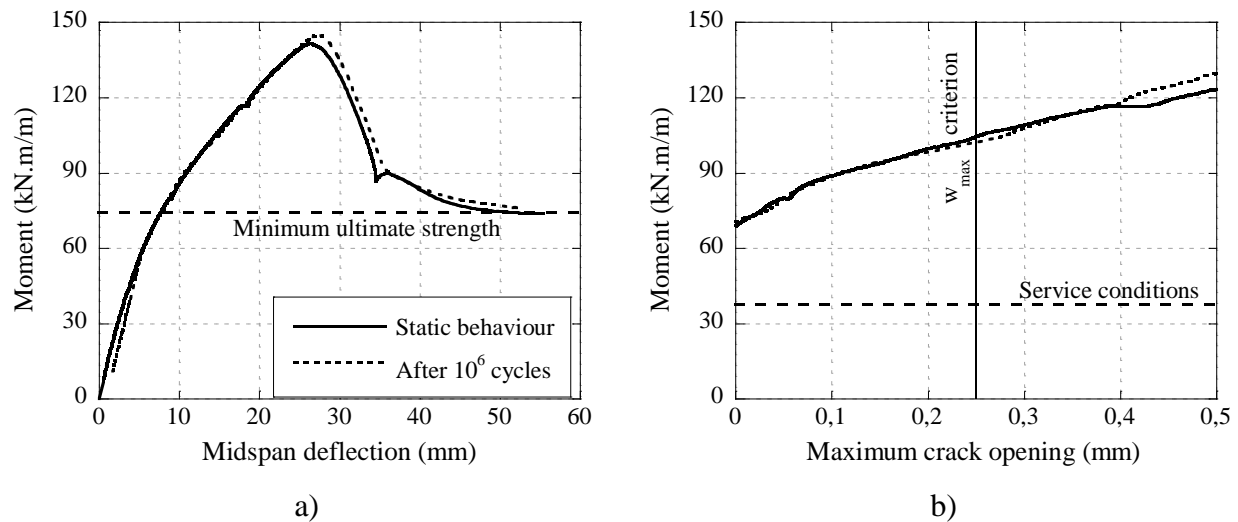


Figure 4-11: Effect of fatigue for UHPFRC slab under negative bending: a) moment vs. midspan deflection; moment vs. maximum crack opening (Note: 1 mm = 0.039 in; 1 kN-m/m = 0.225 kip-ft/ft)

The behavior of the HPC slab under negative bending subjected to fatigue loading is compared to the reference specimen in Figure 4-8. The behavior at ultimate state (Figure 4-8a) is not strongly affected by cyclic loading, whereas discrepancies are observed at serviceability state (Figure

4-8b). The specimen after fatigue attained yielding and reached ultimate strength at 91.9 and 113 kN-m/m (20.7 and 25.4 kip-ft/ft), corresponding to 98% and 101% of its counterpart tested directly to failure. However, a residual deflection of 7 mm (0.3 in) due to fatigue loading can be observed at the beginning of the static test. In addition, the fatigue test left the specimen with relatively large residual crack opening widths, even at low load level (Figure 4-8b). In service conditions, a maximum crack opening width of 0.44 mm (0.017 in) was observed, whereas the twin specimen tested under static condition showed a maximum crack opening of 0.26 mm (0.010 in) (increase of 69%).

For the hybrid and UHPFRC designs, the overall behavior was generally not affected by the cyclic loading. In fact, the curve showing the response of the specimen submitted to fatigue loading nearly duplicates the behavior of the companion specimen tested monotonically to failure without any cycles. Only a small variation of ultimate resistance of -8.28%, -6.54% and +2.43% for hybrid M-, UHPFRC M+ and UHPFRC M-, respectively, can be observed.

4.5.4 Cracking pattern

Figure 4-12 illustrates the damage in service conditions and after ultimate load for each fatigue-tested specimen, during the final static loading. Each sketch shows a lateral view of 800 mm (31.5 in) in the middle of the slab. The cracking pattern of the HPC slab is typical of a normal concrete beam, with uniformly-spaced vertical cracks that developed as the load increased. Horizontal cracking was also observed at the location of the bottom reinforcement layer. Failure was due to the top slab concrete crushing in compression. The crack formation for the hybrid slab started for a load superior to the service conditions. Multiple cracks developed in the HPFRC section, whereas only two cracks were visible in the UHPFRC layer. Thus, UHPFRC was able to bridge cracking that developed in the HPFRC. At ultimate load, one main crack was initiated in the UHPFRC layer. It opened and split in two symmetric diagonal cracks, further growing horizontally at the position of the rebars. Slight delamination was observed around the main crack, only at ultimate load, at the interface between the two types of concrete. The interface remained unaltered everywhere else on the slab. The crack formation and growth was very similar for both UHPFRC slabs tested in positive bending and negative bending. Cracks were visible only above the load corresponding to service conditions. Very few short cracks appeared

on the bottom of the slab. Near peak load, one discrete macrocrack localized. The main crack deviated near the top reinforcement layer, before reaching top surface.

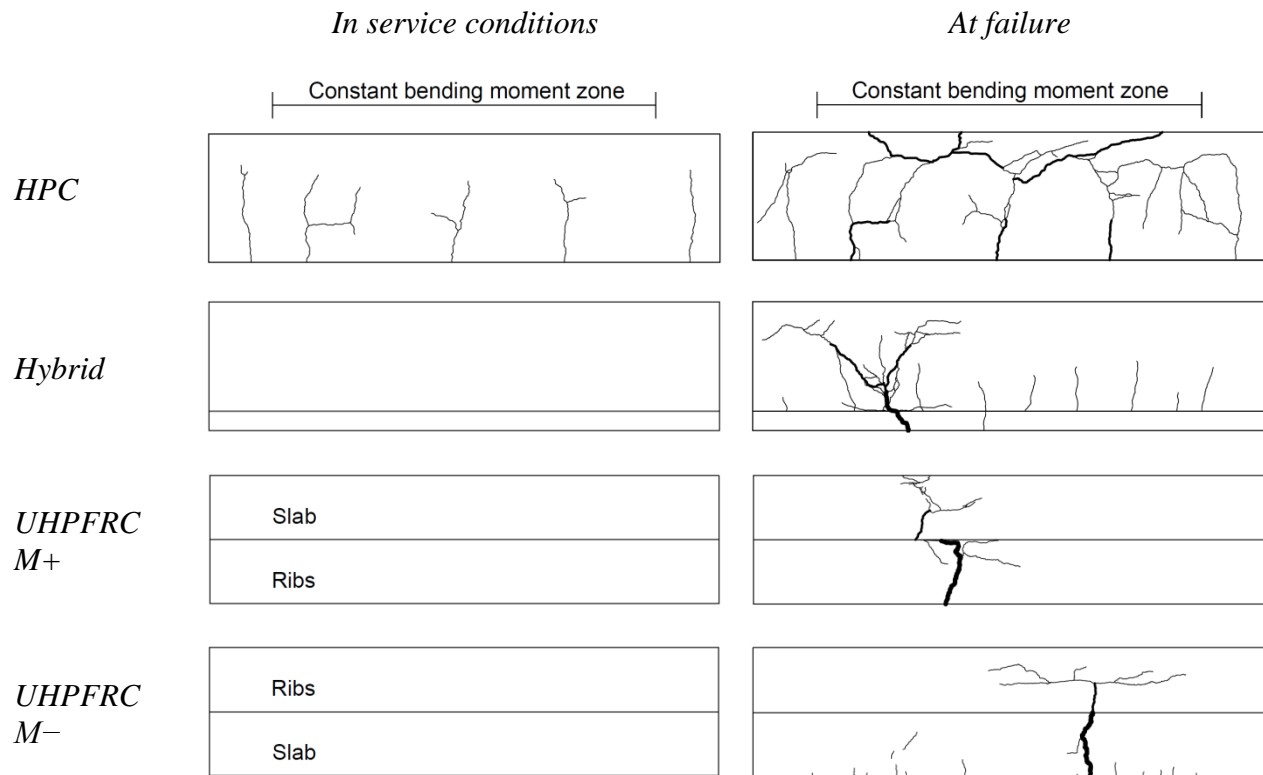


Figure 4-12: Visible cracking pattern ($w > 0.10$ mm [0.004 in]) during final static loading, after 10^6 cycles

4.6 Discussion

4.6.1 Static loading

In positive bending, the ultimate strength of the HPC, hybrid and UHPFRC slabs were 163, 116 and 117 kN-m/m (36.6, 26.1 and 26.3 kip-ft/ft). In negative bending, the values were 112, 96.4 and 141 kN-m/m (25.2, 21.7 and 31.7 kip-ft/ft). Thus, all slab configurations exceeded the 74.2 kN-m/m (16.7 kip-ft/ft) CSA (2006) static strength requirement. In positive bending, under the calculated service load of 37.5 kN-m/m (8.43 kip-ft/ft), all slabs presented a maximum crack opening inferior to the criterion of 0.25 mm (0.010 in). However, in negative bending, the HPC slab exhibited a crack width of 0.26 mm (0.010 in) in service conditions. This implies that over the bridge girders, detrimental cracks on the surface of the deck can be expected for CIP concrete

slabs, even for recent constructions. It is noteworthy that for the same condition, hybrid and UHPFRC slabs remained uncracked.

Results of this project confirmed that using steel fibers in bridge deck design is an economical alternative to actual CIP HPC slabs. Material reduction was obtained without compromising ultimate strength and ductility in comparison with the reference HPC slab. Reinforcement was reduced by 55% and 64% for the hybrid and UHPFRC designs, respectively. In the case of the hybrid design, major savings of workmanship can be further expected by the use of only one reinforcement layer. Additionally, the ribbed UHPFRC design led to a reduction of 36% of concrete volume compared to full-depth slabs. This aspect is crucial in seismic regions, where a heavy bridge deck requires thicker or highly reinforced support system (piers, foundations, etc.) with a severe amplification of the global structure cost.

4.6.2 Cyclic loading

Table 4.3 highlights some values related to durability and fatigue issues that were monitored during cyclic loading for all tested designs. The values are the average data measured after the stabilization period (from 200 000 to 1 000 000 cycles).

Table 4.3: Average monitored values during cyclic loading

Slab design	w_{\min} , mm (in)	w_{\max} , mm (in)	$\Delta\sigma$, MPa (ksi)
HPC M–	0.26 (0.010)	0.48 (0.019)	121.1 (17.6)
Hybrid M–	0	0	–7.79 (–1.13)
UHPFRC M+	0.01 (0.0004)	0.08 (0.003)	61.4 (8.91)
UHPFRC M–	0	0	20.9 (3.03)

The improvement of tensile post-peak behavior with the bridging effect of fibers in HPFRC and UHPFRC reduces very significantly crack width in service to negligible values, and reinforcement stress variation due to fatigue. Reinforcement stress calculations considering a cracked concrete cross section give a stress range gives 127.9 MPa (18.6 ksi), close to the measured average value of 121 MPa (17.5 ksi) (Table 4.3). In comparison, the stress range was approximately 60 and 20 MPa (8.7 and 2.9 ksi) for the UHPFRC designs in positive and negative bending, respectively, and –8 MPa (–1 ksi) for the hybrid design. In this context, no reinforcement failure under fatigue loads is expected in the slab designs incorporating UHPFRC.

Test results also highlighted the significant contribution of fibers at the serviceability limit state. For the hybrid design, tensile forces induced by bending were entirely resisted by the concrete matrix in service conditions, reinforcement being under compression (above neutral axis). The reinforcement began to be subjected to tension only at 85% and 93% of ultimate strength of the static-only and fatigue-tested slab specimens, respectively (Figure 4-9a).

4.6.3 Effect of fatigue on static loading

Globally, there is no significant modification of ultimate resistance for all slab designs. Variations remained within $\pm 10\%$, comparable to usual reinforced concrete resistance discrepancies of identical specimens. After fatigue loading, reference HPC slab exhibited a maximum crack opening of 0.15 to 0.20 mm (0.006 to 0.008 in) under its self-weight. The passage of a truck axle increases the crack opening to 0.44 mm (0.017 in) (Figure 4-8b), which exceeds significantly the admissible crack width of 0.25 mm (0.010 in). Meanwhile, hybrid and UHPFRC specimens were uncracked, or very lightly (no cracks visible to the naked eye) under the same condition. This observation suggests that the UHPRC design will present an extended durability in comparison to their counterpart in HPC.

4.6.4 Further research

The present study focused on the structural behavior of precast bridge slabs in transverse bending moment between the outer girders. Consequently, some essential considerations that need to be taken in account in a complete precast bridge slab system, such as slab overhang design, parapet connection, joints between adjacent precast panels, and shear pocket connection between the precast panels and the girders, were not investigated. No particular difficulties are expected on those design aspects in comparison to conventional HPC precast design. However, the parapet connection and the joints between precast panels and girders should be localized in ribs of the UHPFRC slabs to maximise load transfer. In this context, an on-going research project at Polytechnique Montreal aims to study the mechanical behavior of the precast bridge slab detailed in this paper with consideration to longitudinal and transverse connections.

Despite the outstanding mechanical properties and durability of HPFRC and UHPFRC, their use in highway superstructures is limited (Foster 2014). Present design criteria of reinforced concrete (CSA 2006) are not appropriate to fully take advantage of their tensile strength and deformation

capacities. In order to facilitate an optimized use of FRC, development of adapted design criteria is recommended. For example, post-peak tensile strength could be considered and minimum concrete covers could be reduced for the innovative materials used in this project.

4.7 Conclusions

The objectives for this research project were to design, build and evaluate the structural performance by means of static and fatigue tests of fiber reinforced concrete precast bridge slabs. Based on the results of this experimental investigation, the following conclusions are drawn:

1. The hybrid slab design using HPFRC and UHPFRC eliminates top layer of reinforcement, thus allowing 55% reduction of total reinforcement in comparison with the HPC design. The UHPFRC ribbed slab design eliminates 64% of reinforcement and reduces by 36% self-weight in comparison with the HPC one.
2. The static ultimate strength of the reference HPC, hybrid and UHPFRC slabs exceed the CSA and AASHTO specifications in positive and negative transverse bending.
3. All slabs exhibited a ductile behavior at ultimate conditions and the cyclic loading does not over-affect ultimate static strength of slabs.
4. Evolution of deflection, reinforcement stress and crack opening of all slabs stabilize after 200 000 cycles of loading.
5. Hybrid and UHPFRC slabs remained uncracked or presented crack width inferior to 0.15 mm (0.006 in) in service and fatigue conditions. The HPC slab showed crack openings up to 0.26 mm (0.010 in) in service conditions, and these openings propagated to 0.46 mm (0.019 in) in fatigue conditions. This exceeded largely the 0.25 mm (0.010 in) CSA crack width criterion.
6. Hybrid and UHPFRC slabs showed strong reduction of the reinforcement stress variation under fatigue loading in comparison with reference HPC slab.

Based on these results, utilization of HPFRC and UHPFRC is highly recommended for bridge deck replacements and for the construction of new structures. Incorporating them in precast slabs will accelerate bridge construction and improve durability.

4.8 Acknowledgement

City of Montreal, Béton Brunet, Jacques Cartier and Champlain Bridges Incorporated, Euclid and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) financially supported the research project. Moreover, material donations were provided by Bekaert. The Authors would also like to gratefully acknowledge the participation of the industrial partners and the technical staff of Polytechnique Montreal.

4.9 References

- AASHTO, 2012, “LRFD Bridge Design Specifications,” SI Units, 6th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- Badie, S. S., and Tadros, M. K., 2008, “Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panel Systems,” Report no 584, Washington, D.C., National Cooperative Highway Research Program.
- Charron, J.-P., Denarié, E., and Brühwiler, E., 2008, “Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation,” *Cement and Concrete Research*, V. 38, No. 5, pp. 689-698.
- CSA, 2006, “Canadian Highway Bridge Design Code,” CAN/CSA-S6-06, Canadian Standards Association, Toronto, ON.
- Cusson, D., and Repette, W. L., 2000, “Early-Age Cracking in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls,” *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No. 4, pp. 438-446.
- Desmetre, C., and Charron, J.-P., 2013, “Water Permeability of Reinforced Concrete Subjected to Cyclic Tensile Loading,” *ACI Materials Journal*, Vol. 110, No. 1, pp. 79-88.
- Foster, S., 2014, “FRC design according to the Draft Australian Bridge Code,” *Proceedings of the FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications*, Montreal, Canada, pp. 19-31.
- Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, “Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members,” *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete* (ACI Publication SP-20), pp. 87-117.

- Hubert, M., Desmetre, C., and Charron, J.-P., 2014, “Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete,” Accepted in Materials and Structures.
- Lachance, F., 2015, Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts. M.Sc.A. thesis, École Polytechnique de Montréal, Montreal, QC. (in French).
- Lachemi, M., Hossain, K. M. A., Ramcharitar, M., and Shehata, M., 2007, “Bridge deck rehabilitation practices in North America,” Journal of Infrastructures Systems, Vol. 13, No. 3, pp. 225-234.
- Lawler, J. S., Zampini, D., and Shah, S. P., 2002, “Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load,” ACI Materials Journal, Vol. 99, No. 4, pp. 379-385.
- Massicotte, B., Bélanger, A., and Moffatt, K., 2000, “Analysis and design of SFRC bridge decks.” Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC), Lyon, France, pp. 263-272.
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., and Braike, S., 2014, Analyse Inélastique des Sections V3.1. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Massicotte, B., Faggio, L., Cordonì, N., Nour, A. and Conciatori, D., 2014, “Design and construction of SFRC bridge decks – Building on past experiences and recent developments,” Proceedings of the FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications, Montreal, Canada, pp. 134-153.
- MTQ, 2009, “Manuel de conception des structures,” Ministère des Transports du Québec, Bibliothèque et Archives nationales du Québec, Canada. (in French).
- Parant, E., Rossi, P., and Le Maou, F., 2006, “Durability of a multiscale fibre reinforced cement composite in aggressive environment under service load,” Cement and Concrete Research, Vol. 37, pp. 1106-1114.

- Petre-Lazard, I., 2001, Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers, Ph.D. thesis. Université Laval, Québec, Canada. (in French).
- Rapoport, J., Aldea, C.-M., Shah, S. P., Ankenman, B., and Karr, A., 2002, "Permeability of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 14, No. 4, pp. 355-358.
- Rossi, P., 1998, *Les bétons de fibres métalliques*. Paris, France: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées. (in French).
- Yehia, S., Abudayyeh, O., Fazal, I., and Randolph, D., 2008, "A decision support system for concrete bridge deck maintenance," *Advances in Engineering Software*, Vol. 39, No. 3, pp. 202-210.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET ANALYSES COMPLÉMENTAIRES

Ce projet de recherche est divisé en trois phases distinctes. La première phase, la conception des dalles, a été discutée au chapitre 3. La seconde phase, le volet expérimental, fait l'objet d'un l'article qui constitue le chapitre 4 du présent mémoire. La dernière phase est la modélisation par éléments finis des dalles testées au laboratoire. Comme les résultats expérimentaux de la dalle en BFHP n'ont pas été inclus dans l'article, ceux-ci sont présentés dans le présent chapitre, de même que la troisième phase du projet. Ce chapitre se termine par une discussion générale des résultats.

5.1 Résultats expérimentaux de la dalle en BFHP

5.1.1 Comportement statique

Les courbes du moment de flexion en fonction de la flèche au centre de la dalle sont illustrées pour tous les concepts aux Figures 5-1a et 5-2a pour le moment positif et négatif, respectivement. La résistance minimale requise de 74,2 kN.m/m est indiquée sur les figures par une ligne pointillée. En moment positif, la résistance maximale de la dalle en BFHP atteint plus du double (214%) de la valeur cible, tandis qu'en moment négatif elle l'excède de seulement 4%. Les photos montrant la fissuration dans les spécimens à la fin des essais statiques ont été rassemblées à l'Annexe F pour tous les concepts.

Le moment de fissuration de la dalle en BFHP est atteint à environ 35 kN.m/m. Par la suite, en moment positif, la dalle entre dans le domaine non linéaire et plusieurs fissures se développent à la fibre tendue de la dalle. Ces fissures progressent verticalement dans la dalle jusqu'à l'atteinte de la résistance ultime (plastification des armatures, à 159 kN.m/m). Après l'atteinte du pic, la déformation se localise au droit d'une unique fissure puis un comportement adoucissant est observé. En moment négatif, la rigidité diminue de façon draconienne dès que la dalle entre dans le domaine non linéaire. Des fissures se forment à la fibre tendue de la dalle et progressent rapidement. Une légère chute de résistance est observée lorsque la dalle atteint un moment de flexion de 68 kN.m/m (vers 21 mm de flèche), alors qu'une fissure semble se localiser dans la zone de moment constant (ouverture de plus de 2 mm). En maintenant la charge, la dalle parvient ultimement à une résistance de 77,1 kN.m/m. C'est finalement au droit d'une autre fissure que lors de la première chute de résistance que les déformations se localisent. Au pic de résistance,

l'ouverture de la fissure principale est de plus de 5 mm. Cette grande ouverture s'explique par le fait qu'en moment négatif, le rang d'armature se situe très loin de la face tendue (environ au tiers supérieur de la dalle dans cette condition). Les aciers participent alors moins bien au contrôle de la fissuration.

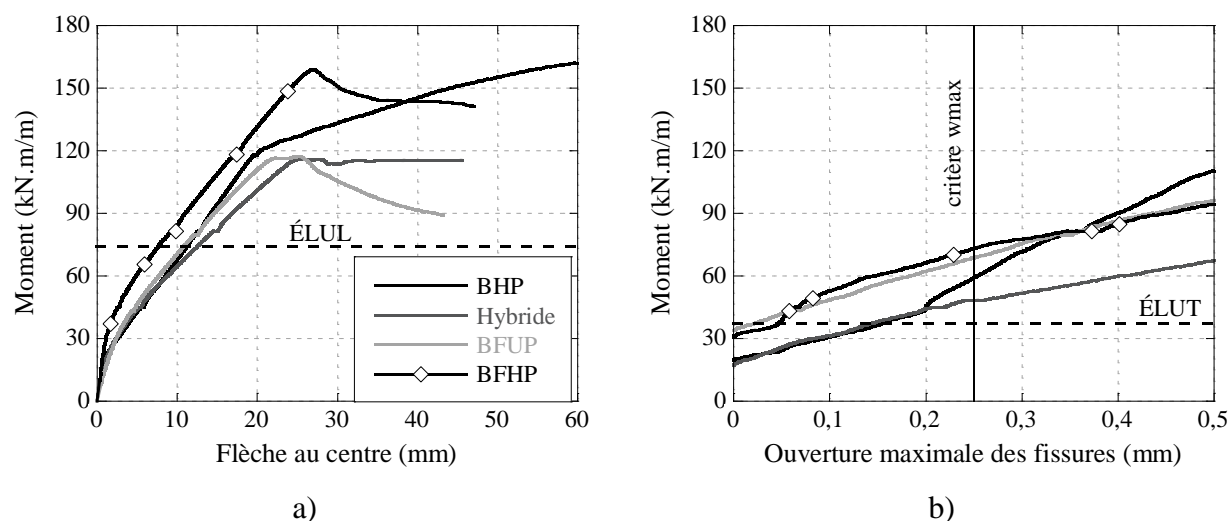


Figure 5-1: Comportement statique en flexion positive : a) moment vs flèche au centre; b) moment vs ouverture maximale des fissures

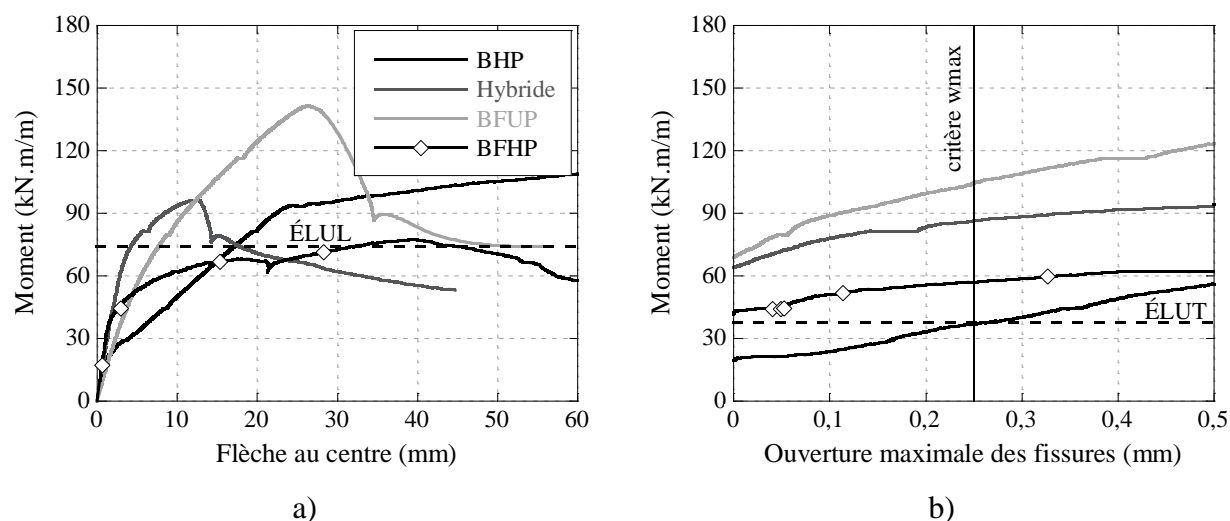


Figure 5-2: Comportement statique en flexion négative : a) moment vs flèche au centre; b) moment vs ouverture maximale des fissures

Les Figures 5-1b et 5-2b montrent le moment de flexion en fonction de l'ouverture maximale des fissures pour le moment positif et le moment négatif, respectivement. Le moment de 37,5

kN.m/m à l'ÉLUT est indiqué par une ligne pointillée horizontale, tandis que le critère d'ouverture maximale des fissures de 0,25 mm est indiqué par une ligne verticale. On remarque que la dalle en BFHP respecte amplement le critère de fissuration à l'ÉLUT, car l'ouverture maximale des fissures est inférieure à 0,10 mm en configuration positive et négative.

5.1.2 Comportement cyclique

La Figure 5-3 montre les graphiques de l'amplitude de la flèche au centre et de l'ouverture des fissures enregistrées pendant l'essai de fatigue de la dalle en BFHP réalisé en moment négatif. L'essai a dû être arrêté peu après 400 000 cycles, car la dégradation avancée de la dalle empêchait la stabilisation de son comportement sous l'action du pulsateur. En effet, on remarque une progression constante de la flèche et de l'ouverture des fissures, ce qui n'était pas le cas pour les autres dalles testées en fatigue. Ces dernières affichaient un comportement stabilisé aux alentours de 200 000 cycles (voir Figures 4-7a et 4-7c).

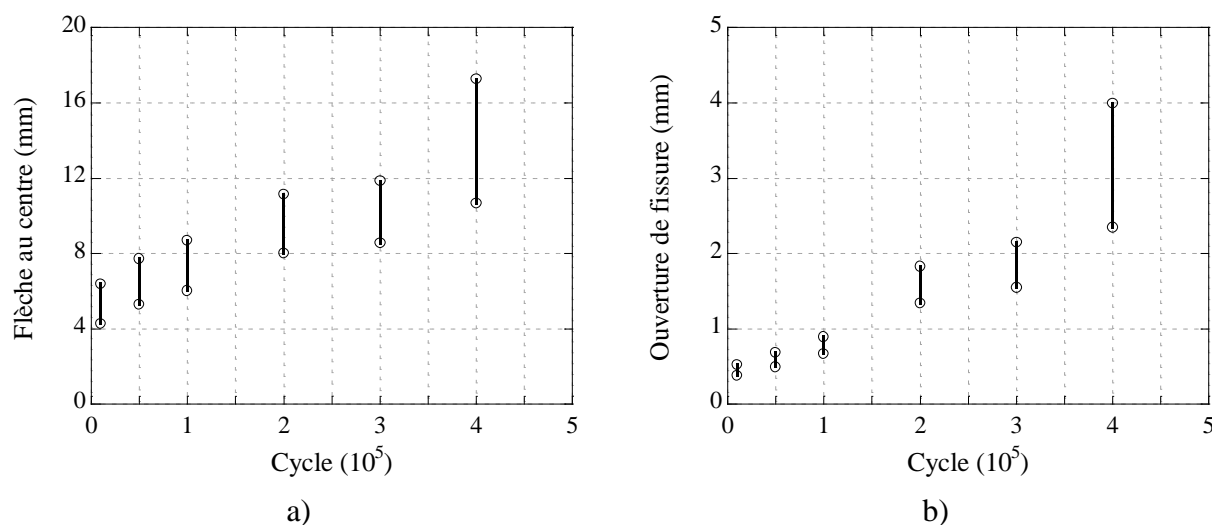


Figure 5-3: Évolution de la dégradation de la dalle en BFHP pendant l'essai de fatigue : a) flèche au centre; b) ouverture des fissures

5.1.3 Comportement statique après le chargement cyclique

Un essai de chargement statique a été effectué après l'arrêt des cycles, à l'instar des autres spécimens testés en fatigue. Les résultats de cet essai sont montrés et comparés au comportement du spécimen jumeau testé directement en statique à la Figure 5-4. On peut observer au début de l'essai une flèche résiduelle d'environ 10 mm et une ouverture de fissure de plus de 2 mm. La

résistance maximale atteinte pour le spécimen a été de 65,8 kN.m/m. Cette valeur se situe 15% en deçà de la résistance du spécimen identique testé en condition statique seulement. Les critères de conception à l'ÉLUL ($M_r > M_f = 66,8$ kN.m/m) et à l'ÉLUT ($w < 0,25$ mm à $M_s = 37,5$ kN.m/m) n'étaient donc plus respectés pour cette dalle. Les causes de la performance insuffisante de la dalle en BFHP sont discutées à la section 5.4.

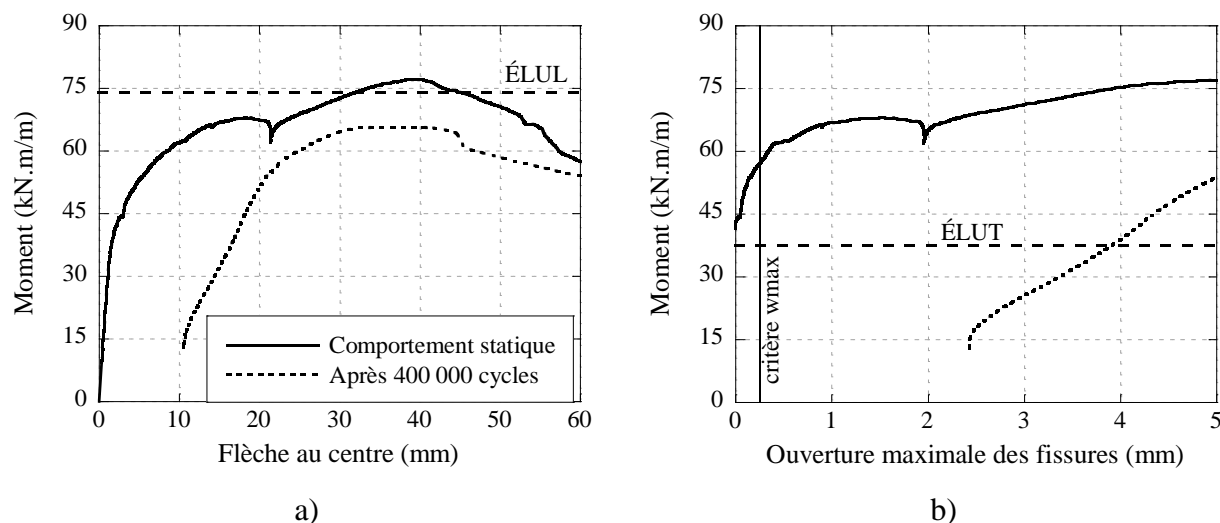


Figure 5-4: Effet du chargement cyclique sur la dalle en BFHP en flexion négative : a) moment vs flèche au centre; b) moment vs ouverture maximale des fissures

La Figure 5-5 montre la fissuration dans le spécimen après l'essai statique final. La fissure principale était déjà localisée avant ce chargement final.

Les modèles NLCem2 et NLCem2User utilisent la combinaison d'un modèle de fissuration pour la traction et d'un modèle plastique pour la compression. Le modèle de fissuration emploie le critère de rupture de Rankine, alors que le modèle plastique est basé sur les surfaces de rupture de Menétrey-William. Ces modèles permettent de reproduire la multi-fissuration observée dans les bétons renforcés de fibres. La définition complète de ces modèles et la méthode de résolution des algorithmes se retrouvent dans Cervenka et al. (2013).

5.2.1 Modèle

5.2.1.1 Géométrie

Le modèle numérique a pour but de reproduire l'essai statique de flexion 4 points sur des dalles de 3 m de long, tel que représenté à la Figure 3-15. Les dimensions théoriques de la Figure 3-5 ont été utilisées pour toutes les dalles, sauf pour la dalle en BFUP. Bien que généralement l'utilisateur doit adapter le maillage à la géométrie, il a fallu modifier légèrement les dimensions des nervures, tel que présenté à la Figure 5-6, afin d'obtenir une compatibilité des nœuds dans le modèle selon le maillage choisi. En effet, le générateur automatique de maillage programmé dans ATENA était incapable de faire coïncider les nœuds à la jonction des nervures et de la dalle. Le changement de géométrie permettait donc cette configuration tout en conservant la même aire pour les nervures. Par ailleurs, l'armature longitudinale des dalles n'a pas été modélisée, étant donné qu'elle ne contribuait pas à la résistance en flexion transversale des spécimens.

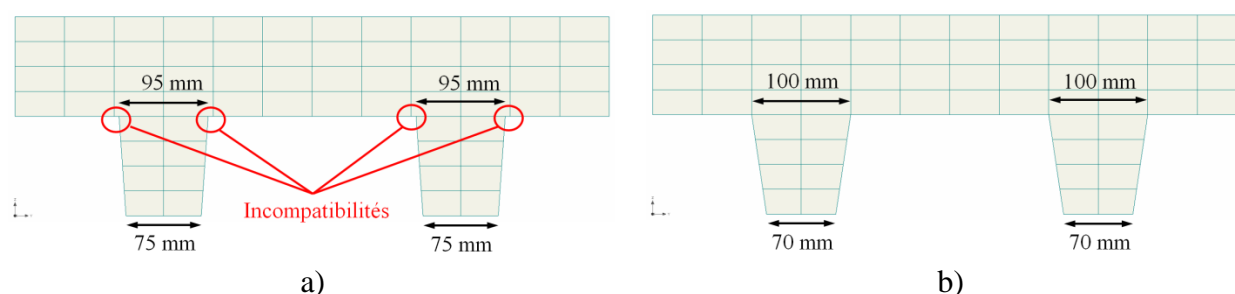


Figure 5-6: Géométrie de la dalle nervurée en BFUP : a) dimensions théoriques; b) dimensions utilisées pour le modèle

Afin d'éviter les concentrations irréalistes de contraintes au droit des appuis et des zones de chargement, des plaques en acier parfaitement élastiques doivent aussi être modélisées. Ces plaques sont analogues à celles réellement utilisées au laboratoire, mais leurs dimensions ont été légèrement modifiées (Tableau 5.1). Entre autres, l'épaisseur de la plaque de chargement a été

augmentée pour accommoder le chargement numérique qui s'est fait en un seul point plutôt que sur une ligne, tel qu'effectué au laboratoire par le biais des rouleaux.

Tableau 5.1: Dimensions des plaques d'acier, en mm

Plaque	Largeur	Épaisseur
Réelle (support et chargement)	75	20
Modèle (support)	80	20
Modèle (chargement)	80	50

5.2.1.2 Maillage

La Figure 5-7 présente le maillage du modèle de la dalle de référence en moment positif. Pour les autres dalles et configurations, les modèles sont fournis à l'Annexe G. Des éléments solides de type «brique» à interpolation linéaire ont été utilisés pour la dalle, tandis que des éléments solides de type tétraédriques à interpolation linéaire ont été utilisés pour les plaques d'acier. La taille globale des éléments finis était de 50 mm, mais un raffinement sur la hauteur de la dalle permettait d'obtenir des éléments de dimensions 50 mm × 50 mm × 25 mm (ratio 2 : 1 pour la longueur sur l'épaisseur). Les dalles possédaient ainsi un total de huit éléments finis sur sa hauteur.

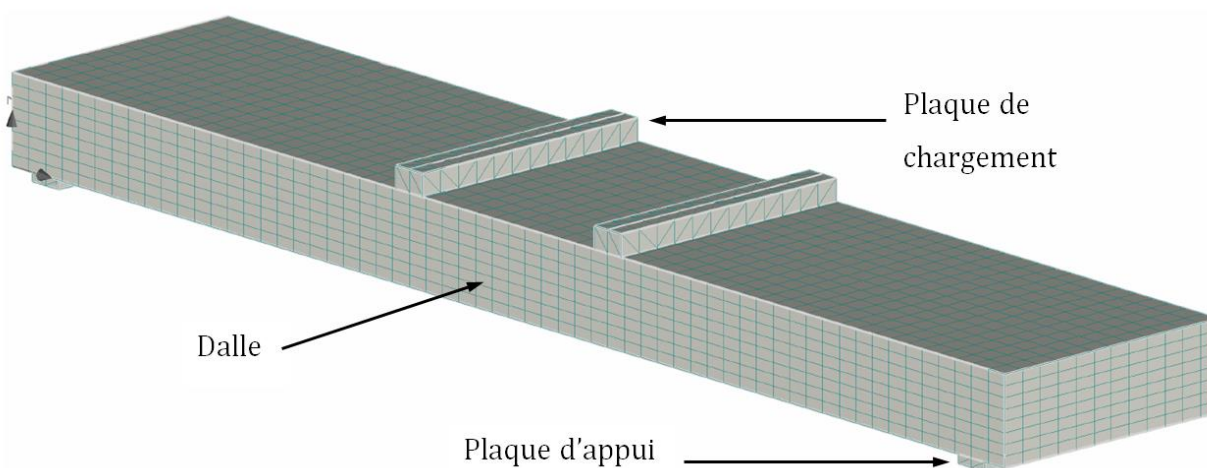


Figure 5-7: Maillage de la dalle de référence en BHP pour le moment positif

5.2.1.3 Conditions limites et chargement

Les conditions d'appui de la dalle simulaient un appui simple (Figure 5-8). Ainsi, le déplacement vertical et le déplacement hors plan de chargement étaient bloqués le long de l'axe central des plaques d'appui. Le déplacement horizontal n'était autorisé qu'à un seul des deux appuis. Le chargement était appliqué sous la forme d'un déplacement contrôlé, imposé sur un point au centre des plaques de chargement. La méthode de résolution de Newton-Raphson était utilisée, avec une limite de 80 itérations pour chaque pas d'analyse. De plus, un retrait volumétrique était appliqué au béton. Étant donné qu'aucune mesure de retrait n'avait été effectuée au laboratoire sur les spécimens, des valeurs approximatives obtenues dans des projets antérieurs au laboratoire sur des bétons comparables ont été utilisées. Un retrait de $-300 \mu\text{m/m}$ a été appliqué au BHP et au BFHP, tandis qu'un retrait de $-900 \mu\text{m/m}$ a été appliqué au BFUP, avant l'application du chargement en flexion. L'ajout du retrait est défavorable car il induit des contraintes initiales de traction dans le béton.

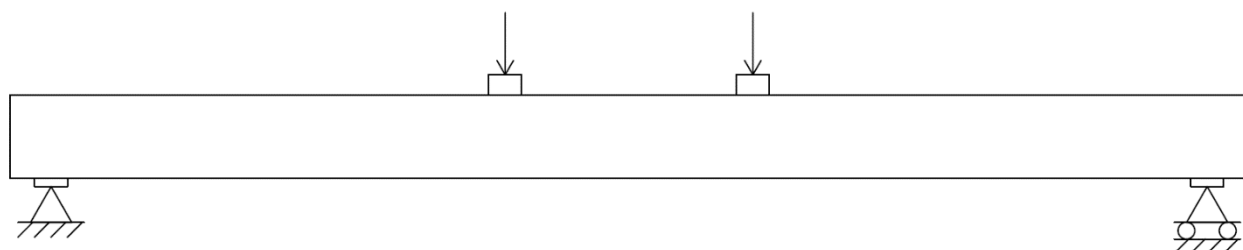


Figure 5-8: Conditions aux frontières du modèle ATENA

5.2.1.4 Armature

Une modélisation discrète des armatures a été utilisée pour toutes les dalles. Les barres étaient donc représentées par des éléments de type «treillis» à état de contrainte uniaxial. En outre, une liaison parfaite sans glissement relatif entre les barres et le béton était employée.

5.2.2 Propriétés des matériaux

5.2.2.1 Acier d'armature

La courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature introduite dans ATENA a été définie à partir d'essais de traction sur barres usinées (section réduite) et non usinées. La Figure 5-9 présente les courbes utilisées pour les barres 15M et les barres 20M, tandis que les points de ces

courbes sont données au Tableau 5.2. Un module de Young de 200 000 MPa était considéré et le comportement en compression des barres était identique à celui en traction. Bien que la courbe complète ait été mesurée en laboratoire, il était inutile de définir le comportement de l'acier au-delà d'une déformation unitaire de 5% car l'armature n'atteignait jamais ce stade lors des analyses.

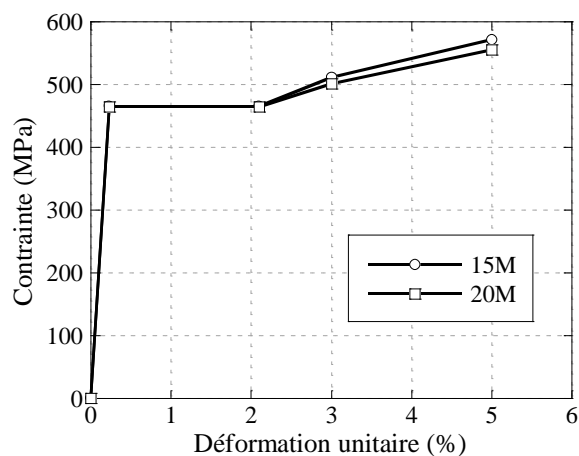


Figure 5-9: Courbes contrainte-déformation de l'acier d'armature

Tableau 5.2: Lois multilinéaires de l'acier d'armature

15M		20M	
ε ($\mu\text{m/m}$)	σ (MPa)	ε ($\mu\text{m/m}$)	σ (MPa)
0	0	0	0
2328	466	2325	465
21 000	466	21 000	465
30 000	511	30 000	501
50 000	572	50 000	555

5.2.2.2 Bétons

Le Tableau 5.3 présente les valeurs de base entrées pour la définition des bétons. Les valeurs du module d'élasticité E , du coefficient de Poisson ν , de la limite élastique en traction f'_t et de la contrainte maximale en compression f'_c proviennent toutes d'essais de caractérisation, sauf pour le BFUP réduit. Tel qu'expliqué à la section 5.2.2.3, le BFUP réduit est un matériau créé afin de

reproduire certains résultats. Ses propriétés sont identiques à celles du BFUP, sauf en ce qui concerne la loi de traction.

Tableau 5.3: Propriétés de base des bétons introduites dans ATENA

Propriété	BHP	BFHP (dalle BFHP)	BFHP (dalle hybride)	BFUP	BFUP réduit
E (MPa)	30 340	38 830	33 240	37 650	37 650
ν (-)	0,23	0,24	0,21	0,24	0,24
f'_t (MPa)	3,36	3,60 ^a	3,60	8,60	7,20
f'_c (MPa)	51,5	81,0	68,3	122	122

^a La valeur réelle testée était de 3,06 MPa.

Tel qu'indiqué au Tableau 5.3, on a attribué au BFHP de la dalle en BFHP la même résistance en traction f'_t que celle du BFHP de la dalle hybride. Ceci provoquait une chute de résistance après l'atteinte du pic et permettait ainsi de favoriser la localisation d'une seule fissure de ce matériau. Les Figures 5-10 et 5-11 présentent le comportement en traction mesuré en laboratoire à partir d'essais de traction directe sur os et celui introduit dans ATENA pour les BFHP et les BFUP, respectivement. Le comportement en traction mesuré en laboratoire est illustré par un trait pointillé, tandis que les lois introduites dans ATENA sont identifiées par des marqueurs reliés entre eux par des segments de droite.

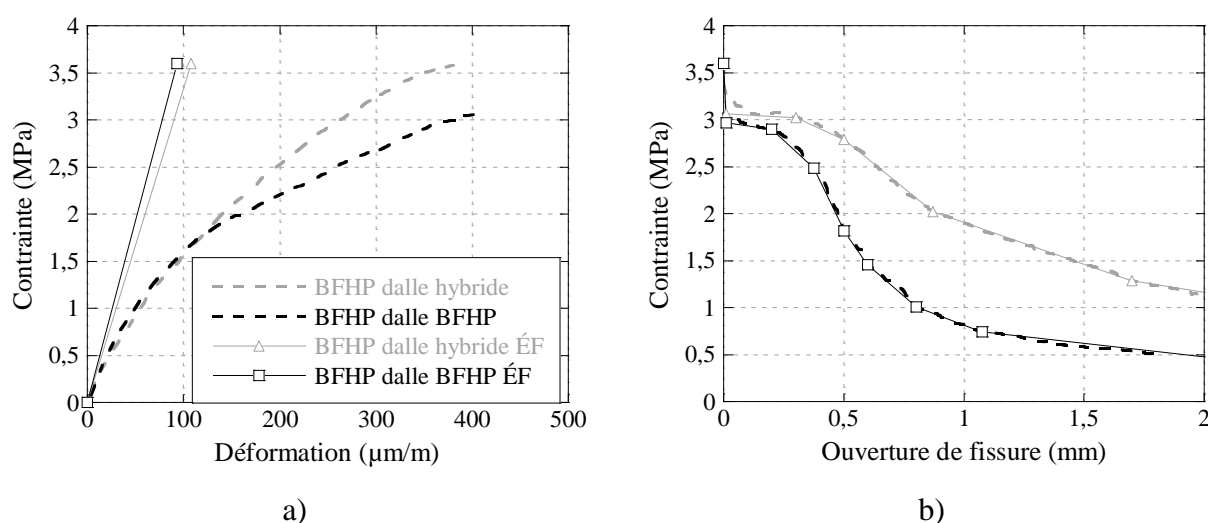


Figure 5-10: Comportement en traction des BFHP : a) pré-pic; b) post-pic

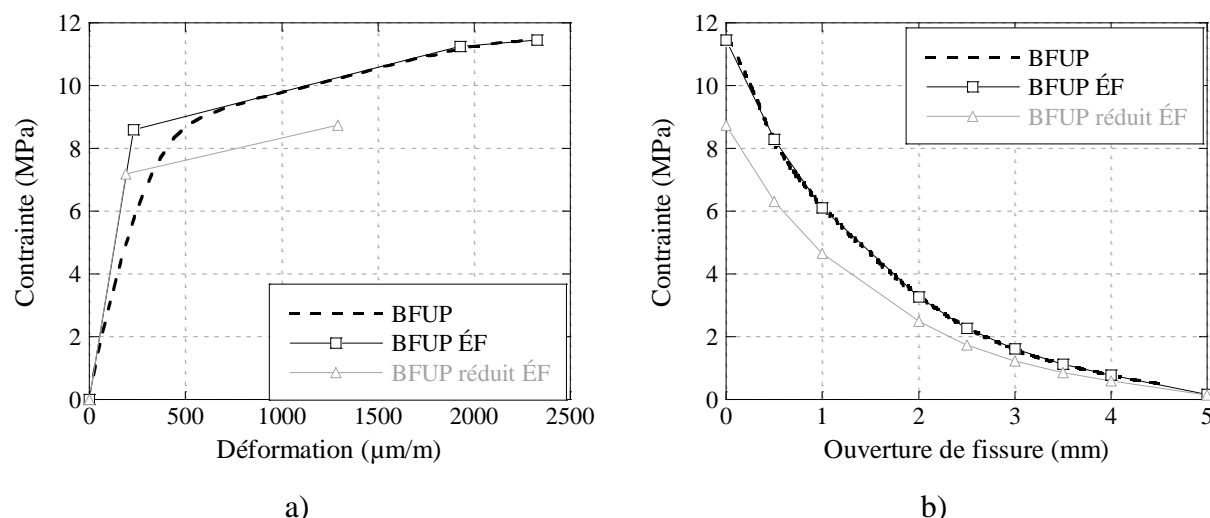


Figure 5-11: Comportement en traction des BFUP : a) pré-pic; b) post-pic

Pour tous les bétons, on suppose un comportement linéaire selon le module d'Young jusqu'à l'atteinte de la limite élastique en traction f'_t , bien que les résultats de l'essai de traction affichent une courbe non linéaire avant le pic. La non-linéarité avant le pic est associée à de la flexion parasite au début de l'essai de traction.

Les courbes de comportement en traction présentées aux Figures 5-10 et 5-11 doivent être transformées afin d'être implémentées dans ATENA. L'Annexe H présente les informations relatives à la procédure de conversion des valeurs expérimentales provenant de l'essai de traction directe en valeurs numériques pour le logiciel ATENA.

Même lorsque l'ajout de raidissement en traction ne semble pas justifié, une faible valeur de 2% à 5% stabilise le comportement numérique et améliore la convergence des modèles. Un raidissement en traction de 5% et de 2% a donc été attribué au modèle NLCem2 du BHP pour le moment positif et négatif de la dalle de référence, respectivement.

Lorsque les dalles en BRF atteignent leur pic de résistance, le niveau de contrainte en compression du béton est relativement faible par rapport à sa résistance ultime. Une modélisation très précise du comportement en compression n'est donc pas nécessaire pour déterminer le comportement global d'un élément en BRF soumis à de la flexion. Pour cette raison, les modèles ont tous considérés la loi de comportement en compression générée par défaut dans ATENA. Le logiciel considère cependant que la présence de la fissuration en zone comprimée modifie la loi

de comportement. La réduction de la résistance en compression (r_c) appliquée par le logiciel est fait selon la formule suivante (Cervenka et al., 2013) :

$$r_c = \frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1}, \quad r_c^{lim} \leq r_c \leq 1.0 \quad (5.1)$$

Cette équation est tirée des travaux de recherche faits à l'université de Toronto par Vecchio et Collins (1986) et se retrouve dans les normes canadiennes (voir CSA-S6-06 article 8.10.3.3).

Pour le matériau NLCem2 reproduisant le BHP, la réduction de la résistance en compression (r_c^{lim}) est limitée par défaut à 0,80. On a donc utilisé cette même borne pour calculer les points définissant la loi de réduction de la résistance en compression pour les matériaux NLCem2User reproduisant les BRF. Cette loi est présentée à l'Annexe H.

La loi de cisaillement doit aussi être définie par l'utilisateur pour le matériau NLCem2User. Normalement, lorsque l'on ne dispose pas d'information spécifique quant au comportement en cisaillement, il est recommandé de définir la loi en cisaillement en utilisant les mêmes valeurs en ordonnée que la loi de traction, mais pour des déformations environ dix fois plus grandes (le facteur d'échelle varie normalement entre 1 et 20) (D. Pryl, courriel, 2014). Cette recommandation du logiciel s'applique de façon générale au béton standard ou aux matériaux similaires comme le BFHP. Dans tous les cas, la réponse en cisaillement doit être supérieure à celle en traction directe. Un comportement qui diminue plus rapidement en cisaillement qu'en traction peut mener à des problèmes numériques de convergence. Les lois de cisaillement implémentées dans ATENA sont présentées à l'Annexe H.

Enfin, il est à noter que le «fixed crack model» a été utilisé pour tous les bétons. Le coefficient du modèle de fissuration est donc resté à sa valeur par défaut (1,0), de même que toutes les autres propriétés qui n'ont pas été discutées ici.

5.2.2.3 Ajustement des propriétés des matériaux

Afin de reproduire les résultats de la dalle en BFUP, il a été nécessaire de considérer le comportement du BFUP avec une orientation de fibres moins favorable que celle obtenue de l'essai de traction directe pour la zone «dalle» (Figure 5-12). L'impact de l'orientation des fibres

sur la loi de traction du BFUP ayant été étudié par Delsol (2012), la loi de traction réduite du BFUP a été adaptée de la loi de traction pour une orientation des fibres de 37° du BFUP des travaux cet auteur (Figure 2-4). Dans la zone de nervure, la loi normale a été utilisée. Sans cet ajustement, le modèle numérique surestimait la résistance par rapport au spécimen testé en laboratoire par 5% et 21% pour le moment positif et négatif, respectivement.

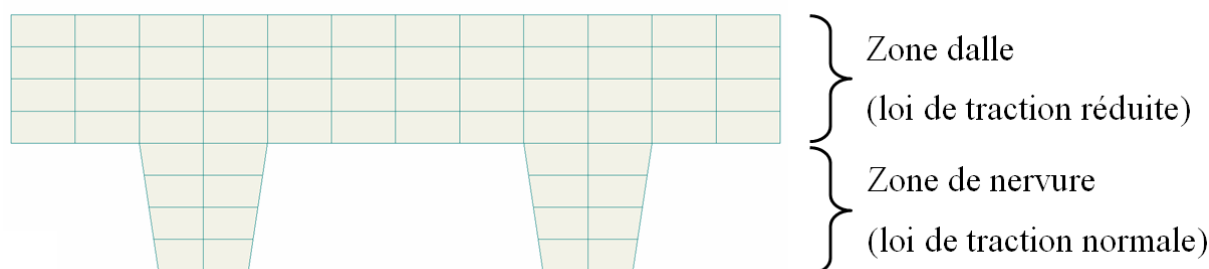


Figure 5-12: Loi de traction utilisée selon la zone de la dalle en BFUP

Tel qu'expliqué à la section 2.2.4.1, pour un béton autoplaçant, les effets liés à l'écoulement du béton frais et la géométrie de l'élément auront un impact sur l'orientation des fibres. Étant donné que les nervures de la dalle en BFUP constituent des parties minces, les fibres ont eu tendance à s'orienter dans le sens de celles-ci par l'effet de paroi. L'alignement des fibres s'est fait de façon plus aléatoire dans la section «dalle» des spécimens. Ceci a été confirmé par l'analyse de sections carottées dans les dalles (voir section 5.4.4).

5.2.2.4 Interface

Toutes les interfaces entre les plaques d'acier et la dalle en béton ont été modélisées par un matériau d'interface, étant donné qu'avec une connexion parfaite une rupture du béton près des plaques de chargement survenait avant l'atteinte de la charge maximale prévue. Les propriétés d'interface sont indiquées au Tableau 5.4.

Tableau 5.4: Propriétés d'interface entre la dalle de béton et les plaques d'acier

Propriété	Valeur
Rigidités initiales K_{nn} et K_{tt} (MN/m ³)	$1,0 \times 10^7$
Résistance en traction f_t (MPa)	0,5
Cohésion C (MPa)	1,0
Coefficient de friction Φ	0,3
Rigidités résiduelles $K_{nn \text{ min}}$ et $K_{tt \text{ min}}$ (MN/m ³)	$1,0 \times 10^4$

5.2.3 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Les courbes moment-flèche des modèles numériques sont comparées aux résultats expérimentaux aux Figures 5-13 à 5-16. La charge était enregistrée aux deux points d'application du déplacement contrôlé sur les plaques de chargement et le déplacement vertical était enregistré en un point à mi-portée de la dalle.

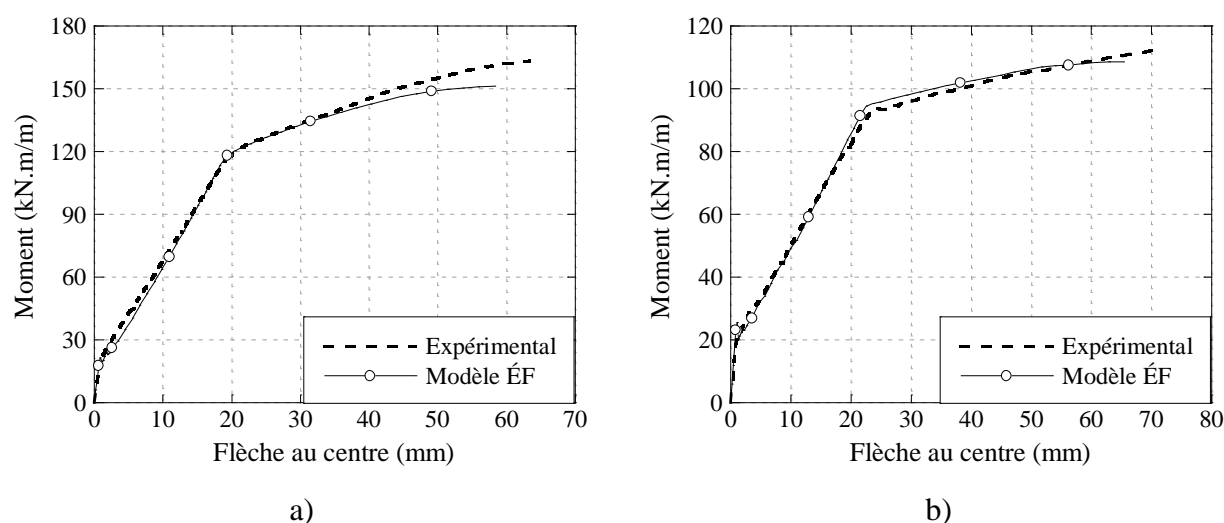


Figure 5-13: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle de référence en BHP : a) moment positif; b) moment négatif

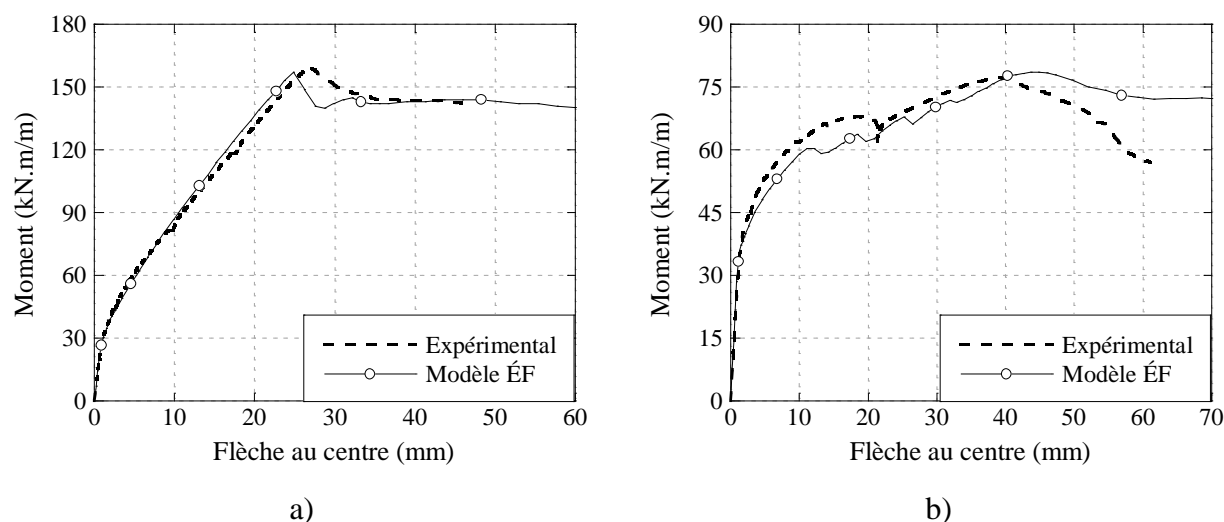


Figure 5-14: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle en BFHP : a) moment positif; b) moment négatif

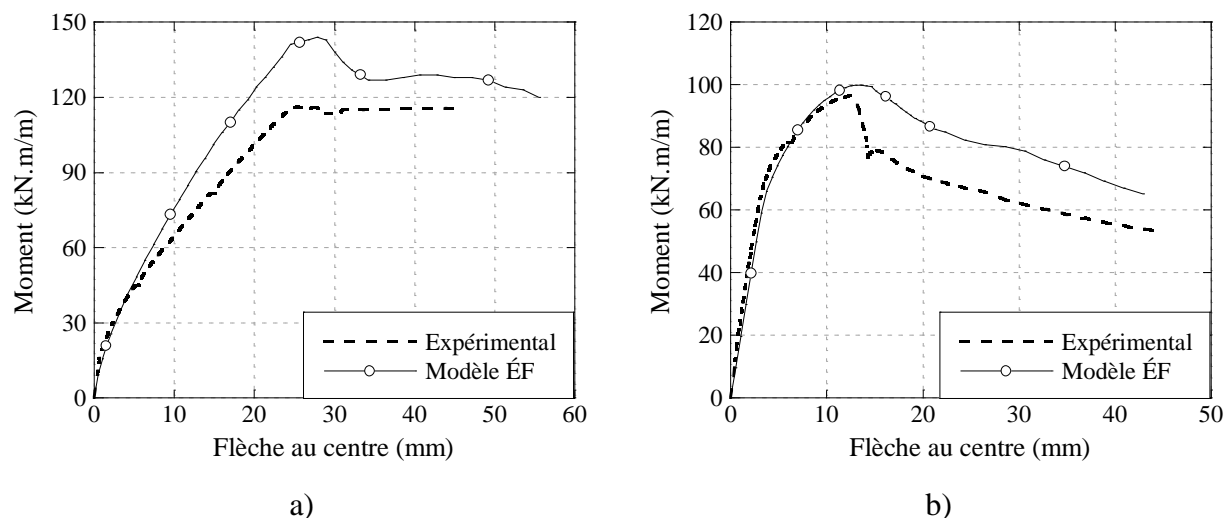


Figure 5-15: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle hybride : a) moment positif; b) moment négatif

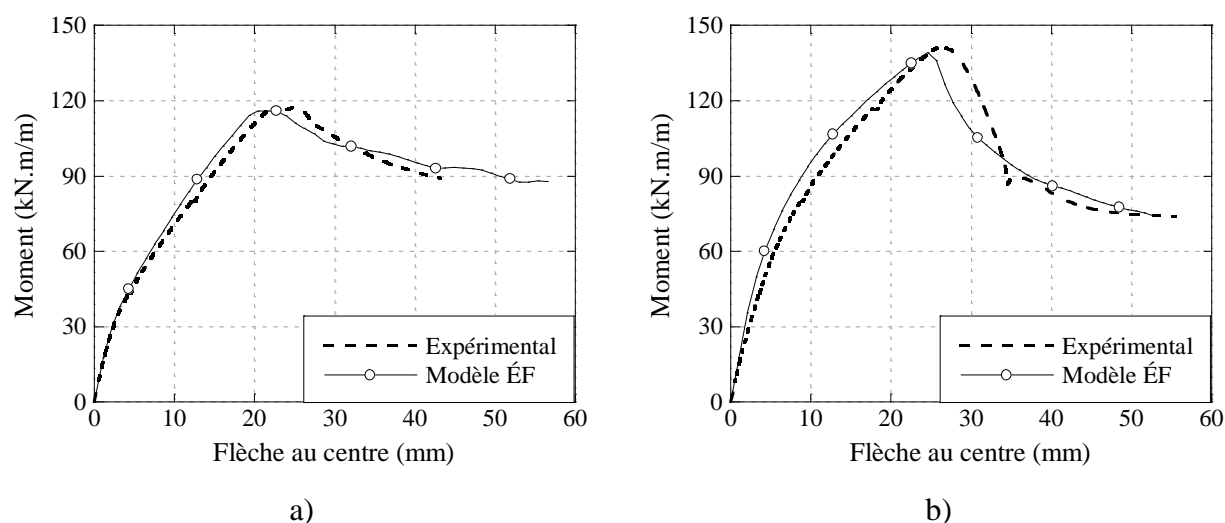


Figure 5-16: Courbes expérimentales et numériques du comportement statique de la dalle nervurée en BFUP : a) moment positif; b) moment négatif

Pour la dalle de référence, la dalle en BFHP et la dalle en BFUP, le comportement expérimental est très bien reproduit numériquement avec ATENA. Les rigidités et la charge maximale atteinte sont très similaires entre le spécimen réel et le modèle par éléments finis. Le Tableau 5.5 permet

de comparer les résistances maximales obtenues par la modélisation par éléments finis et celles observées expérimentalement.

Tableau 5.5: Résistance maximale de l'essai statique, en kN.m/m

Dalle	Éléments finis	Expérimental	Écart (%)
BHP M+	151,4	163,1	-7
BHP M-	108,6	112,5	-3
BFHP M+	157,0	158,8	-1
BFHP M-	78,6	77,1	+2
Hybride M+	144,0	116,1	+24
Hybride M-	99,8	96,4	+4
BFUP M+	116,3	117,3	-1
BFUP M-	139,0	141,5	-2

Pour la dalle hybride en moment positif, la rigidité pré-pic du modèle numérique est supérieure à celle observée en laboratoire. De plus, la charge maximale atteinte du modèle est 24% supérieure à celle atteinte par le spécimen réel. Mis à part ces deux aspects, le reste du comportement est bien reproduit. En effet, le point de plastification des armatures et la rigidité post-pic sont à peu près identiques entre le modèle et l'essai expérimental. En moment négatif, le comportement numérique est à peu près identique au comportement expérimental jusqu'à l'atteinte de la charge maximale. En post-pic, malgré une rigidité similaire entre les courbes numériques et expérimentales, la résistance du modèle demeure supérieure au comportement expérimental observé.

Il est important de noter que le comportement expérimental de la dalle hybride en moment positif est atypique des dalles en BRF soumises à de la flexion. Alors que normalement on observe un pic de résistance suivi d'une chute, on observe plutôt dans ce cas-ci un plateau de résistance après la plastification des armatures. Il existait peut-être une zone plus faible dans le spécimen testé en moment positif, et cela expliquerait ce comportement atypique. Le modèle numérique n'a donc pas pu reproduire parfaitement le comportement expérimental.

Enfin, il est possible que l'orientation des fibres du BFHP des dalles hybrides soit moins favorable dans les spécimens testés que dans les os de caractérisation. Ceci expliquerait en partie pourquoi la résistance post-pic des modèles numériques est supérieure à celle des dalles hybrides testées en laboratoire.

5.3 Modélisation par analyse sectionnelle

Les concepts de dalles en BRF ont tous été modélisés à l'aide du logiciel AIS (Massicotte et al., 2014a) à partir des informations sur les lois de comportement fournies à la section 5.2.2. L'analyse sectionnelle convient bien au calcul de la résistance des dalles, qui travaillent principalement en flexion.

Le paramètre clé pour prédire le comportement d'un élément en flexion par analyse sectionnelle est la longueur caractéristique L_r , qui relie la courbe contrainte-déformation du matériau et l'ouverture des fissures.

Pour la dalle en BFHP, la valeur de L_r choisie suit les recommandations faites par de Montaignac et al. (2011b). Dans le cas du BRF avec barres d'armatures, on suggère de prendre la plus petite valeur entre la hauteur de l'élément h et l'espacement des fissures s_m , calculé selon l'Eurocode. En moment positif, les barres d'acier reprennent la majorité des efforts de traction et le calcul de s_m donne $0,5h$. Cette valeur est très près de celle observée expérimentalement, soit $0,4h$. En moment négatif, puisque ce sont principalement les fibres qui reprennent les efforts et non les barres, on choisit h car le calcul de s_m ne s'applique pas à cette situation. À titre comparatif, l'espacement des fissures était d'environ $0,8h$ selon l'inspection visuelle du spécimen pour cette configuration.

Pour la dalle hybride, les équations théoriques pour le calcul de s_m ne peuvent pas s'appliquer directement en raison de la couche de BFUP. Comme l'inspection visuelle des dalles testées en labo donnait $0,8h$ en moment positif pour l'espacement des fissures dans le BFHP, on choisit de façon conservatrice $L_r = h$. Il convient également de préciser qu'on assigne au matériau BFUP la même longueur caractéristique que pour le BFHP, soit 200 mm également.

Pour la dalle en BFUP, le calcul de s_m n'est pas possible étant donné la géométrie et le comportement en traction du matériau. On choisit donc $L_r = h$.

Les Figures 5-17 à 5-19 comparent les relations moment-courbure obtenues expérimentalement et avec AIS pour tous les concepts de dalles en BRF, tandis que le Tableau 5.6 résume les principaux résultats.

La courbure expérimentale est calculée à la section de rupture, c'est-à-dire à la zone où se localise la fissure principale. La jauge de béton fournit directement la déformation à la fibre

supérieure de la dalle, tandis que les capteurs de fissuration LVDT procurent l'allongement sous la dalle (Figure 4-4). À partir de ces informations, l'équation 5.2 permet de calculer la courbure φ :

$$\varphi = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{y} \quad (5.2)$$

où ε_1 est la déformation à la surface supérieure du béton, ε_2 la déformation à la hauteur des LVDT et y la distance qui sépare ces deux repères de calcul. En pré-pic, puisque la fissure principale n'est pas encore localisée, on obtient ε_2 en divisant la somme de l'allongement des quatre LVDT situés dans la zone de moment constant créée par le montage expérimental par leur longueur initiale totale, soit 600 mm (Figure 4-4). Après l'atteinte de la charge maximale, lorsque la dalle entre dans sa phase adoucissante, une fissure unique se localise. Dans ce cas, on utilise uniquement l'allongement fourni par le capteur qui intercepte la fissure principale, et le divise par la valeur de L_r , telle que définie dans les paragraphes précédents et donnée au Tableau 5.6 pour chaque concept. Cette méthode permet d'être cohérent avec les résultats AIS.

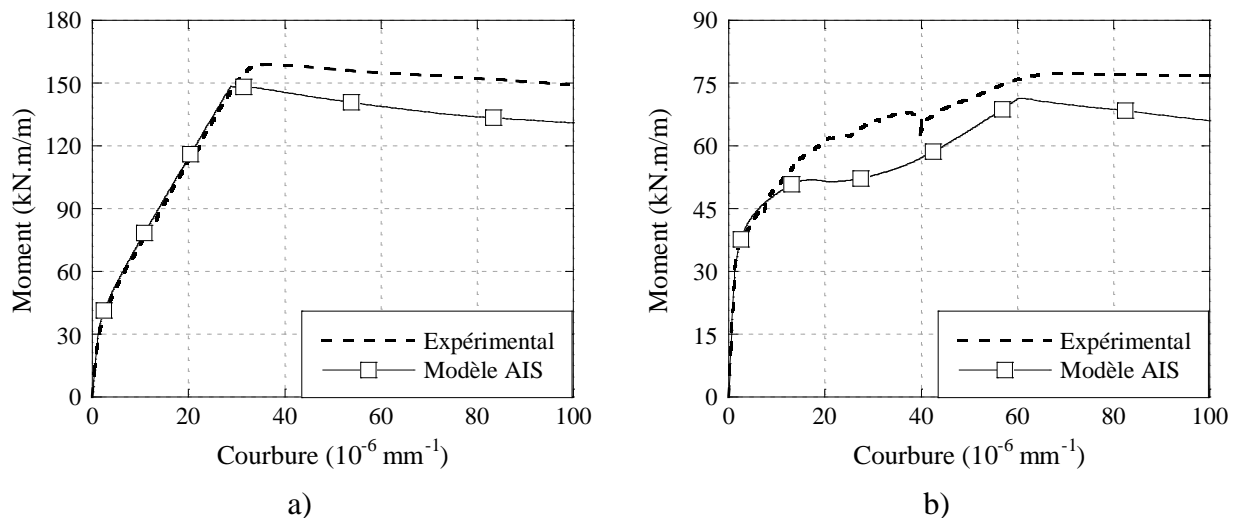


Figure 5-17: Relation moment-courbure de la dalle en BFHP : a) moment positif; b) moment négatif

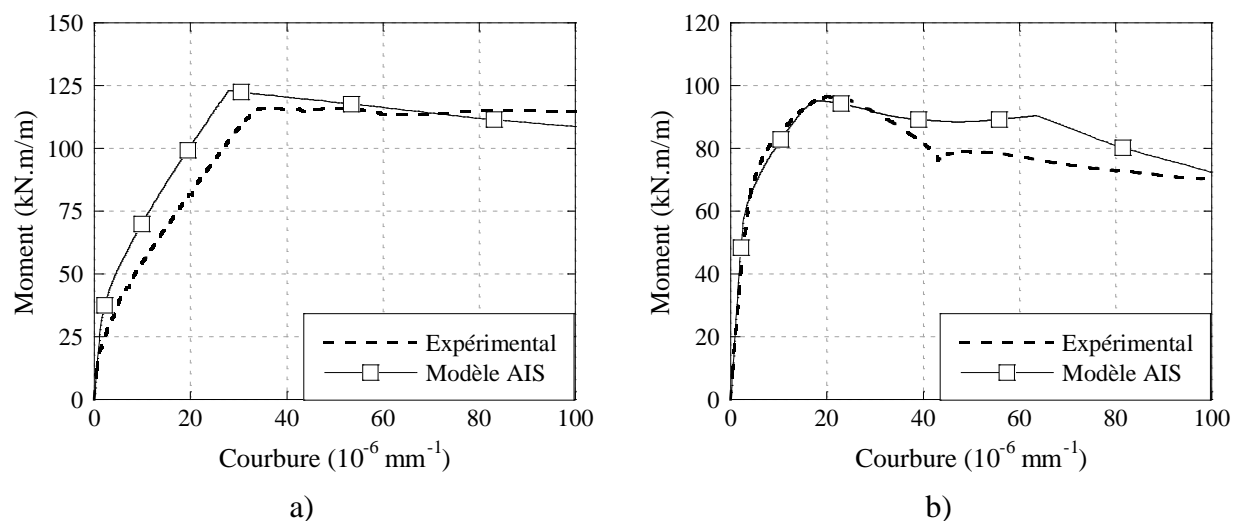


Figure 5-18: Relation moment-courbure de la dalle hybride : a) moment positif; b) moment négatif

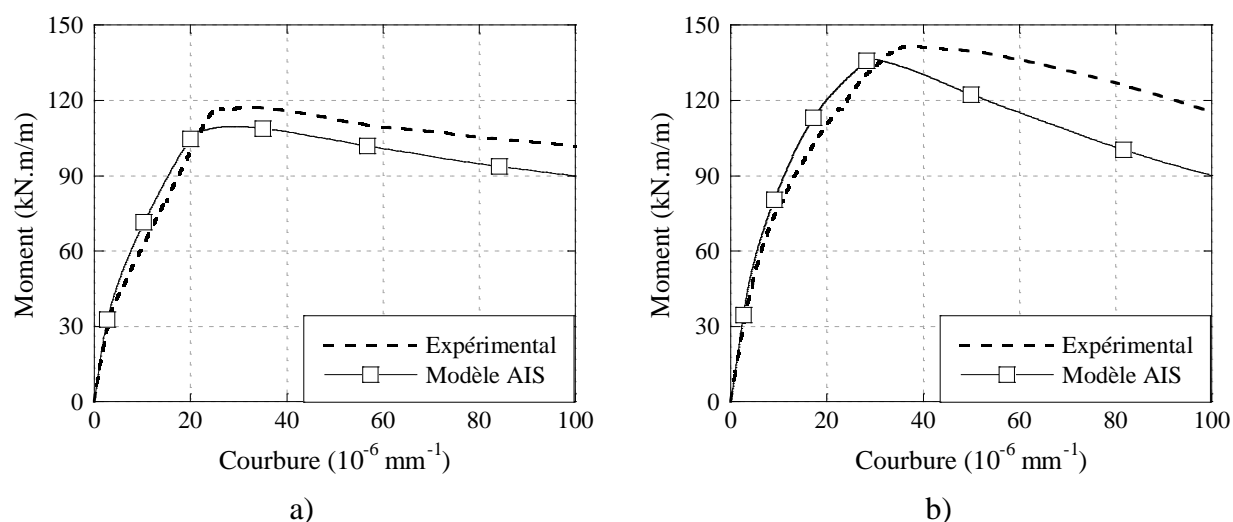


Figure 5-19: Relation moment-courbure de la dalle en BFUP : a) moment positif; b) moment négatif

Tableau 5.6: Résultats AIS

Dalle	L_r *	s_m exp	M_{\max}	M_{\exp}	M_{\exp}/M_{\max}
BFHP M+	$0,5h$	$0,4h$	148	159	1,07
BFHP M-	h	$0,8h$	71,4	77,1	1,08
Hybride M+	h	$0,8h$	123	116	0,94
Hybride M-	h	-	95,2	96,4	1,01
BFUP M+	h	-	110	117	1,06
BFUP M-	h	-	137	142	1,04

* $h = 200$ mm pour tous les concepts

Le retrait n'a pas été intégré aux analyses avec AIS. Pourtant, on remarque aux Figures 5-17 à 5-19 qu'AIS permet une bonne reproduction du comportement global des dalles, en particulier pour des niveaux de chargement correspondant aux conditions de service. Il est aussi intéressant de noter que pour la dalle hybride en moment positif (Figure 5-18a), la rigidité du modèle AIS en phase pré-pic est plus grande que la rigidité enregistrée expérimentalement. Le même phénomène s'étant produit lors de l'analyse par éléments finis (Figure 5-15a), il est possible qu'une zone de faiblesse dans la dalle ait abouti à un comportement mécanique expérimental plus faible qu'attendu.

En conclusion, en choisissant correctement les valeurs de L_r , AIS permet d'obtenir rapidement la résistance maximale des dalles, avec une marge d'erreur inférieure à 10%. Pour le béton armé renforcé de fibres, les équations proposées par de Montaignac et al. (2011b) fonctionnent bien. Une précision s'impose toutefois : quand ce sont les fibres qui reprennent majoritairement les efforts, même si la dalle contient des barres armatures, le calcul de s_m ne s'applique plus et il faut prendre h . En cas de doute, pour des dalles en béton armé renforcé de fibres, prendre la hauteur h de l'élément est conservateur et réaliste.

5.4 Discussion générale

5.4.1 Critique des concepts

Cette section a pour but d'évaluer et de comparer la performance et la viabilité des concepts de dalle proposés à partir de l'analyse des résultats expérimentaux, numériques et de la revue de littérature.

Les dalles de ponts de type tablier en béton armé sur poutres d'acier ou de béton précontraint possèdent l'avantage d'être rapides à analyser selon la méthode simplifiée du code. Toutefois, en raison des problèmes de durabilité récurrents rencontrés par les gestionnaires d'infrastructures routières, il semble que ce concept soit appelé à évoluer.

Une solution évoquée par certains chercheurs a été d'éliminer la détérioration des dalles causée par la corrosion des armatures en retirant l'armature des dalles et en tirant profit de l'effet d'arc pour reprendre les efforts causés par les charges routières (Mufti et al., 2002). Un système qui utilise des tirants externes en acier reliant les poutres principales et retenant transversalement une dalle sans armatures est actuellement intégré au code S6 et a été appliqué à quelques projets de pont au Canada. L'inspection de ces ponts a toutefois rapidement révélé une fissuration longitudinale importante de la dalle entre les poutres (Hassan & Kawakami, 2005). Bien que cette fissuration ne semble pas mettre en danger la sécurité des usagers, l'utilisation de barres en polymères renforcés de fibres a été intégrée à la seconde génération de genre de système afin de mitiger celle-ci (Klowak et al., 2007). Par ailleurs, la durabilité à long terme des tirants externes s'avère un point à confirmer au cours des prochaines années. L'utilisation d'un tel système n'est pas recommandée (B. Massicotte, communication privée, 2015).

L'approche proposée dans le cadre du présent projet est différente. L'hypothèse de base est qu'une quantité minimale d'armatures en acier est nécessaire pour assurer la fiabilité de la structure et le bon comportement en service de la dalle. Il s'agit alors d'utiliser des bétons de fibres d'acier, qui améliorent le comportement structural des dalles, pour compenser la réduction d'armature à l'intérieur de ces dernières. En quantité suffisante, les fibres permettent en plus un meilleur contrôle de la fissuration que le béton standard en conditions de service. Cela empêche ainsi les agents délétères de pénétrer la matrice de béton et d'initier la corrosion des armatures. Cette approche, étudiée à l'École Polytechnique depuis 1996, a été appliquée dans la construction des cinq ponts au Québec pour des dalles coulées en place (Massicotte et al., 2014b).

Peu importe la méthode de conception proposée, il est intéressant de noter qu'une recherche appliquée intensive est en cours en Amérique du Nord afin de réduire les coûts de remplacement et d'entretien des ouvrages d'art. Ce projet s'inscrivait donc dans cette démarche.

5.4.1.1 Dalle en BHP

La résistance ultime de la dalle de référence en BHP est adéquate et elle le demeure même après l'application du chargement cyclique. Par contre, cette dalle présente de larges ouvertures de fissures en conditions de service. Notamment, en moment négatif, l'ouverture maximale des fissures atteint 0,26 mm (Figure 4-6b) à l'ÉLUT pour un spécimen chargé uniquement en statique. Cette valeur grimpe à 0,44 mm pour les mêmes conditions (Figure 4-8b) sur un spécimen ayant subi le chargement de fatigue. Puisque la limite d'ouverture des fissures est de 0,25 mm pour cet élément, on peut s'attendre à une durabilité insuffisante de ce concept, en raison des conditions d'utilisation sévères des dalles de ponts.

5.4.1.2 Dalle en BFHP

Cette dalle ne possède qu'un seul lit d'armatures situé environ au tiers inférieur. La résistance au moment négatif est ainsi assurée en grande partie par les fibres d'acier situées dans la section supérieure de la dalle. Ce concept possède alors une résistance en moment positif beaucoup plus élevée qu'en moment négatif. Puisque l'analyse élastique des dalles procure des moments de conception positif et négatif semblables, c'est la résistance au moment négatif qui gouverne la conception et cette dalle se retrouve surdimensionnée en moment positif. Le concept de dalle à un seul lit d'armatures est adéquat pour les conditions en service alors qu'à l'ultime la redistribution des efforts amènera des efforts supplémentaires en moment positif, d'où le surdimensionnement. Tel qu'indiqué précédemment au chapitre 3, la méthode empirique de la norme S6-06 (article 8.18.4) propose une conception qui offre une résistance en flexion moindre que celle obtenue en moment négatif avec les fibres car cette méthode suppose qu'il se développera un important effet d'arc dans la dalle dont le déplacement horizontal de la dalle au droit des poutres est supposé restreint par le biais des goudjons de cisaillement.

Dans le cadre de ce projet, la dalle en BFHP a présenté un comportement en statique convenable, cependant le comportement en fatigue s'est avéré inadéquat. Cet état de fait a été relié à la mauvaise qualité du BFHP utilisé lors de la fabrication de la dalle. Le problème de production a causé une réduction notable la résistance post-pic en traction du BFHP par rapport au comportement anticipé (Figure 3-13b). Pour sa part, le BFHP de la dalle hybride a présenté un comportement post-pic convenable. La Figure 5-20 présente les courbes moment-flèche des modèles ATENA 3D de la dalle en BFHP utilisant la loi de traction du BFHP de la dalle en

BFHP et la loi de traction du BFHP de la dalle hybride. On note que l'utilisation de la loi de traction du BFHP de la dalle hybride modifie peu le comportement en moment positif, mais permet une augmentation de 15% de la résistance ultime et un comportement globalement plus stable sans pertes de charge en moment négatif. Il est donc probable que l'utilisation d'un mélange de BFHP présentant les propriétés initialement attendues aurait permis de respecter les critères de résistance sous chargement cyclique.

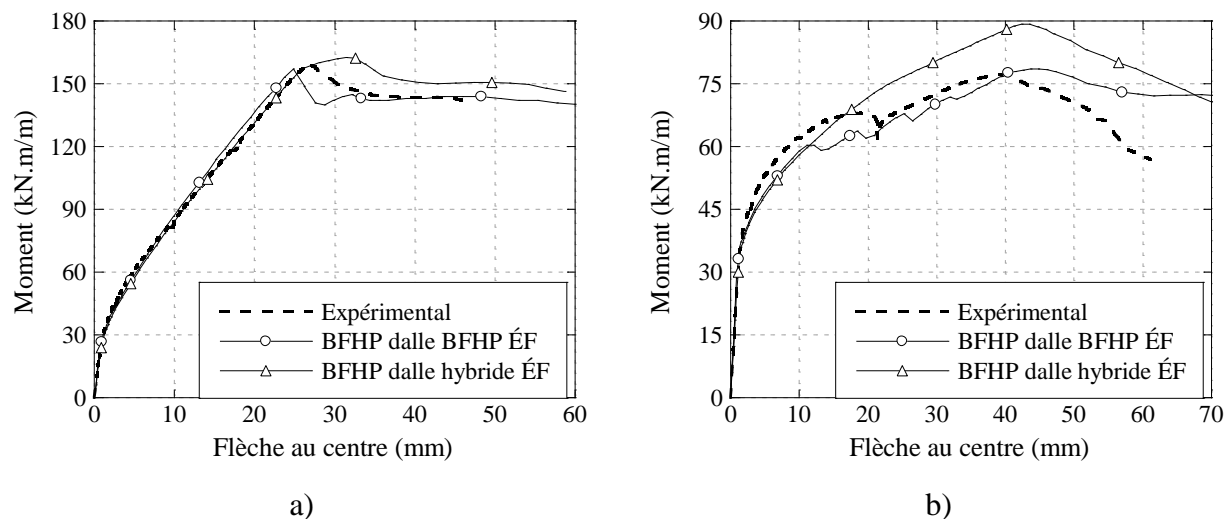


Figure 5-20: Résultats de l'analyse par éléments finis de la dalle en BFHP avec deux lois de traction différentes : a) moment positif; b) moment négatif

5.4.1.3 Dalle hybride

La résistance de ce concept dépasse largement les critères de conception à l'ultime du code, même après l'application du chargement de fatigue. De plus, les grandes capacités de déformation du BFUP permettent d'éliminer la fissuration à la surface supérieure de la dalle en conditions de service. On peut donc s'attendre à une durabilité accrue de la dalle hybride. Pour ces raisons, aux yeux de l'auteur, la dalle hybride semble être le concept le plus prometteur pour augmenter la durabilité des dalles à coût raisonnable, sans compromettre la résistance et la ductilité.

D'abord, l'utilisation d'un seul rang d'armature permet de réduire de façon importante le volume de barres d'acier et aussi le temps et la main d'œuvre nécessaires à la mise en place de celles-ci. Par ailleurs, les grandes capacités de déformation sans fissuration du BFUP laissent présager qu'une membrane de protection, telle qu'appliquée présentement à la surface des dalles de ponts,

ne serait pas nécessaire pour assurer la durabilité de cet élément. En effet, le BFUP pourrait fournir une étanchéité à la fibre supérieure de la dalle. Les coûts directs et indirects associés aux travaux de pose des membranes, qui doivent normalement être remplacées à tous les 25 à 30 ans (Maltais, 2005), seraient donc complètement éliminés. Enfin, la dalle hybride est bien proportionnée en termes de résistance au moment positif et négatif.

5.4.1.4 Dalle en BFUP

Les résultats de cette dalle ont été très satisfaisants. D'abord, puisque la mise en œuvre du BFUP se fait à partir d'une série d'ingrédients secs, la qualité du mélange à l'état frais est moins incertaine que pour les BFHP. Les grandes capacités de déformation sans fissuration du BFUP ont permis à la dalle en BFUP de bien performer au niveau statique et cyclique, car la fissuration en service était nulle ou minime.

En raison du coût élevé du BFUP, son utilisation pour des éléments minces ou élancés est la mieux adaptée pour ce matériau. Par exemple, le BFUP est tout à fait approprié pour les réparations de surface de faible épaisseur (Bastien Masse, 2010; Charette, 2015) ou les couches minces dans les éléments structuraux neufs (Duchesneau, 2011). Aussi, ses grandes résistances mécaniques le rendent très intéressant pour la conception de joints de taille réduite lorsqu'il y a chevauchement de barres d'armature (Faggio, 2014; Dagenais, 2014; Lagier, 2015, Greybeal, 2012).

Pour le concept de dalle nervurée proposé, malgré les réductions de matériau béton et acier, le coût par mètre carré de dalle n'est pas encore compétitif par rapport aux dalles actuelles en béton standard. Il pourrait l'être dans certaines applications où le poids compte alors qu'il est fort probable que la baisse du coût des BFUP amené par leur plus grande utilisation rendra ces applications plus justifiables uniquement en considérant les coûts directs de construction. De plus, en zone hautement sismique, la réduction de poids apportée par la dalle en BFUP pourrait tout de même conduire à une forte réduction du coût global du pont étant donné qu'un tablier léger réduirait les efforts de conception des piles et des fondations.

5.4.2 Déficience du mélange de BFHP

Pour la dalle en BFHP, les essais de caractérisation ont démontré un comportement en traction post-pic faible par rapport à ce qui était attendu. En conséquence, la dalle en BFHP n'a pas fourni

une résistance suffisante lorsqu'elle a été soumise aux cycles de fatigue. On explique dans cette section les causes de la performance déficiente du mélange de BFHP.

Lors du gâchage du béton, on doit corriger la quantité d'eau de la formulation de base du mélange selon la teneur en eau des granulats. Des tests ont donc été effectués sur le sable et la pierre utilisés pour le BFHP avant de procéder au gâchage. Malheureusement, les échantillons utilisés pour ces tests n'étaient pas représentatifs du sable et de la pierre effectivement utilisés pour le mélange. Les tests indiquaient une teneur en eau élevée des granulats, par conséquent la quantité d'eau à ajouter au mélange a été réduite. Toutefois, les granulats effectivement utilisés étaient beaucoup plus secs que les tests ne le révélaient. Le déficit en eau a donc augmenté la résistance en compression (81,0 MPa pour la dalle en BFHP vs 68,3 MPa pour la dalle hybride, voir Tableaux 3.3 et 5.3), mais la maniabilité et la résistance ultime et post-fissuration en traction ont été affectées de façon défavorable (Figures 3-13 et 5-10).

Pour le BFHP, étant donné que les propriétés mécaniques en traction sont très sensibles à la qualité de production, il est recommandé de procéder à un suivi très rigoureux à toutes les étapes du gâchage. Dans l'éventualité où le concepteur désirerait s'assurer d'une réserve supérieure sur le comportement post-pic, deux solutions pourraient être considérées. D'abord, il serait envisageable d'utiliser des fibres plus longues, par exemple de 50 ou de 60 mm, afin de réduire la perte de résistance post-pic observée à des ouvertures de fissure de l'ordre de 0,5 à 1,0 mm (Figures 3-13 et 5-10). L'autre solution serait d'utiliser une matrice de résistance supérieure pour améliorer l'ancrage des fibres. Autrement dit, il faudrait soit utiliser des fibres plus longues en gardant la même matrice, ce qui en contrepartie affecterait la maniabilité du mélange à l'état frais, soit augmenter la résistance de la matrice en conservant des fibres de même longueur. Dans les deux cas, une reformulation de la matrice serait nécessaire. Cette solution a été adoptée pour la construction de dalles de ponts autour des années 2000 (Massicotte et al, 2014b).

Une solution possible pour augmenter la résistance de la matrice du BFHP est de réduire le rapport eau/liants (E/L). Selon l'Association Canadienne du Ciment (Kosmatka et al., 2004), les bétons à hautes performances possèdent typiquement un rapport eau/liants (E/L) entre 0,20 et 0,45. Avec un rapport E/L de 0,43, le BFHP utilisé dans le cadre du présent projet de recherche se situe donc dans la portion faible de la fourchette considérée. Par ailleurs, selon le Tableau 3101-2 du tome VII des Normes du MTQ, l'intervalle du rapport E/L afin d'atteindre les critères

de performance du béton des dalles de pont est de 0,38 à 0,42. Enfin, selon la norme S6-06 à l'article 8.11.2.1.1, le rapport maximal E/L doit être de 0,40 lorsque le mécanisme de détérioration est la corrosion provoquée par les chlorures provenant d'autres sources que le milieu marin. Étant donné l'environnement agressif auquel ils sont exposés ainsi que les hautes performances mécaniques et de durabilité que doivent atteindre les bétons des dalles de pont, il semble que le rapport E/L du BFHP devrait être réduit.

5.4.3 Essai cyclique

Le chargement de fatigue appliqué a permis de démontrer la contribution importante des fibres en conditions de service. Les spécimens de dalles incorporant des BRF n'ont présenté aucune fissure visible à l'œil nu après un million de cycles de chargement, tandis que la dalle de référence était fissurée jusqu'à son deuxième rang d'armature (Figure 4-12), soit environ les trois quarts de sa profondeur. De plus, les aciers d'armature des dalles en BRF subissaient un écart de contrainte moindre que la dalle de référence pendant le chargement cyclique grâce à l'action des fibres.

5.4.4 Orientation des fibres dans les dalles

Des carottages dans les spécimens de dalle ont permis de procéder à la caractérisation de l'orientation des fibres par rapport à l'axe transversal du pont, soit dans l'axe où travaillent les dalles en flexion. La technique d'analyse de l'orientation des fibres a été développée par Delsol (2012). Une analyse d'image a été faite sur des sections des carottes adjacentes aux zones de ruptures des dalles. Les coefficients d'orientation des fibres mesurés sont présentés au Tableau 5.7.

Tableau 5.7: Résultats de l'analyse d'image des dalles

Dalle	Section	Angle d'inclinaison (degrés)	Coefficient d'orientation	Densité de fibres (fibres / cm ²)
BFHP		38	0,79	2,46
Hybride	BFHP	40	0,76	3,47
	BFUP	41	0,75	97,7
BFUP	Nervures	39	0,77	103
	Dalle	50	0,64	66,7

Une fibre orientée à 0 degré est considérée parallèle aux contraintes principales de traction, dans l'axe transversal de la dalle. Inversement, une fibre orientée à 90 degrés est perpendiculaire aux contraintes principales. En pratique, l'angle d'inclinaison moyen des fibres est rarement inférieur à 35 degrés, même lorsque toutes les dispositions sont prises pour favoriser l'alignement des fibres lors de la mise en place du béton à l'état frais. Le cosinus de l'angle donne le coefficient d'orientation des fibres. Enfin, la densité de fibres est calculée en divisant le nombre total de fibres détectées par l'aire totale de l'image analysée.

Premièrement, on remarque une différence significative entre l'orientation des fibres de la section «dalle» (50°) et de la section «nervure» (39°) de la dalle en BFUP. Ceci confirme que l'utilisation d'une loi de traction réduite pour la partie dalle lors des analyses par éléments finis était justifiée, car les fibres sont orientées de façon plus aléatoire dans cette section que dans les nervures. De fait, l'écoulement du BFUP dans les nervures étroites a orienté davantage les fibres dans l'axe transversal. La densité de fibres était également significativement moins élevée (écart de 35%) dans la section «dalle» que dans la section «nervure» de la dalle en BFUP.

Par ailleurs, on remarque que l'orientation des fibres est à peu près la même pour la couche de BFUP de la dalle hybride et la partie nervurée de la dalle en BFUP. Les angles d'orientation des fibres sont de 41 et 39 degrés, respectivement. Comme il s'agit d'éléments minces où l'effet de paroi et la technique de mise en place jouent des rôles majeurs dans l'orientation des fibres, on peut utiliser pour la modélisation une loi de traction non réduite. La densité de fibres à ces sections est à peu près constante, aux environs de 100 fibres/cm².

Enfin, il est intéressant de noter que l'orientation des fibres du BFHP a été similaire pour la dalle en BFHP et la dalle hybride (38 et 40 degrés), et ce, même si le mélange de la dalle en BFHP était très peu maniable à l'état frais. On peut donc conclure que pour la dalle en BFHP, une mise en place du béton avec la truelle (puisque le matériau était peu maniable) a conduit à une orientation de fibres comparable à celle de la dalle hybride pour laquelle le matériau s'est écoulé par lui-même (comportement autoplaçant). Toutefois, on remarque une densité de fibres beaucoup plus faible du côté de la dalle en BFHP, environ 30% inférieure à celle de la dalle hybride. La maniabilité déficiente du BFHP de la dalle en BFHP a donc pu conduire à des zones de faible densité de fibres. La rupture de la dalle s'est alors produite dans l'une de ces zones, où la résistance mécanique en traction apportée par les fibres était significativement plus faible.

5.4.5 Modélisation

Le logiciel par éléments finis ATENA a permis une modélisation adéquate du comportement complet moment-flèche des dalles testées en flexion de façon statique au laboratoire. La rigidité et la résistance étaient fidèlement reproduites pour tous les concepts, sauf pour la dalle hybride. Dans ce cas, la résistance des modèles était surévaluée par rapport à la résistance réelle enregistrée. Les avantages du logiciel ATENA étaient la visualisation du patron de fissuration de l'élément modélisé et la possibilité de tenir compte du retrait. Le niveau élevé de précision nécessitait toutefois un long temps d'analyse et de traitement de données.

La modélisation des dalles en BRF avec AIS a permis de calculer rapidement et avec une bonne précision la résistance ultime des dalles en flexion. De plus, le comportement moment-courbure pré-pic en conditions de service était fidèlement reproduit. La modélisation par analyse sectionnelle possède toutefois ses limites. Entre autres, puisque AIS ne considère qu'une section de rupture, il ne fournit pas d'information sur le patron de fissuration complet de l'élément.

Pour favoriser l'utilisation du BRF, les éléments en BRF doivent pouvoir être conçus à partir d'équations simples et explicites. Bien que l'analyse par éléments finis ait permis de reproduire adéquatement les essais expérimentaux, le temps requis pour modéliser une dalle et avoir accès aux résultats rend cette méthode difficile à intégrer dans le processus de conception habituel des ponts. Pour une conception rapide et simple, AIS est le logiciel à privilégier. Lorsqu'un niveau de détail supérieur sur le comportement complet d'un élément doit être obtenu, ATENA est davantage approprié.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce mémoire a présenté un projet de recherche visant le développement de concepts innovants de dalles préfabriquées en bétons renforcés de fibres (BRF) pour les ponts. L'expérimentation en laboratoire et les analyses par éléments finis ont permis d'atteindre tous les objectifs de recherche préalablement établis. De plus, des recommandations qui contribueront au développement de cette nouvelle technologie ont pu être formulées à partir des résultats de la recherche.

6.1 Rappel des objectifs et de la méthodologie

Le but principal du projet était d'optimiser le dimensionnement de dalles de ponts en utilisant des bétons à hautes et ultra-hautes performances (BFHP et BFUP) afin d'obtenir un comportement mécanique et une durabilité supérieurs à ceux d'une dalle en béton armé non fibré. La combinaison de l'utilisation des BRF et de la préfabrication des dalles permettra un gain de temps très significatif lors de l'installation en chantier tout en assurant un meilleur comportement en service et une plus grande durabilité.

Les objectifs spécifiques au projet étaient de faire la conception de dalles en BRF avec des logiciels d'analyse, produire des spécimens de taille réelle en usine, mesurer en laboratoire la performance des dalles sous chargements statique et cyclique, valider les logiciels utilisés pour la conception et proposer des recommandations pour favoriser l'usage des dalles préfabriquées en béton fibrés. Le programme de recherche se focalisait sur la résistance au moment de flexion transversal de tabliers de pont de type dalle sur poutres.

Pour atteindre ces objectifs, trois concepts différents en bétons renforcés de fibres ont été proposés, soit la dalle en BFHP, la dalle hybride combinant l'usage de BFHP et de BFUP, et la dalle nervurée en BFUP. Une dalle en BHP, dimensionnée selon les exigences du Ministère des Transports, servait de référence. En tout, 13 dalles ont été construites en usine et testées en laboratoire. Trois spécimens identiques étaient nécessaires pour chaque concept afin de tester la dalle en moment positif, négatif et en fatigue. Le chargement cyclique était appliqué à la configuration la moins résistante, soit en moment négatif pour tous les concepts, sauf pour la dalle en BFUP. En effet, la géométrie nervurée de la dalle en BFUP lui fournissait une résistance en moment négatif supérieure à celle observée en moment positif. Un treizième spécimen a donc dû être construit pour tester la dalle en BFUP sous chargement cyclique en moment positif.

6.2 Conclusions

L'analyse des résultats expérimentaux et numériques conduisent aux conclusions suivantes.

- L'utilisation des BRF permet une réduction significative de l'armature sans compromettre la résistance minimale exigée et la ductilité.
- Une dalle de section hybride en BFHP et en BFUP est facilement réalisable avec les équipements et les moyens usuels de fabrication.
- Sous chargement statique monotonique, tous les concepts de dalle possèdent une résistance ultime supérieure à l'exigence de la norme CAN/CSA-S6-06 en moment positif et négatif. De plus, l'ouverture maximale des fissures lorsque les dalles atteignent le moment de conception à l'état limite d'utilisation est toujours inférieure au critère de 0,25 mm, tant en moment positif qu'en moment négatif.
- Le critère d'ouverture maximale des fissures en conditions de service n'est plus respecté par la dalle de référence en moment négatif lorsque celle-ci est soumise à un chargement cyclique simulant le passage répété des camions sur un pont. L'ouverture de fissure atteint alors 0,44 mm en conditions de service, ce qui laisse entrevoir une durabilité insuffisante de cette dalle. Toutefois, la résistance maximale n'est pas affectée par le chargement de fatigue.
- La dalle en BFHP ne respecte plus les critères de résistance et d'ouverture de fissure lorsque soumise au chargement cyclique. Ce résultat n'est pas conforme à ce qui a été mesuré dans d'autres projets de recherche et peut s'expliquer par la mauvaise qualité du béton obtenue à l'étape du gâchage, ce qui a réduit le comportement post-pic en traction du matériau, et un choix discutable du type de fibres pour cette conception.
- En conditions de service et soumises au passage répété des camions, les dalles hybrides et en BFUP testées présentent une ouverture de fissure nulle ou infime ($< 0,1$ mm). De plus, la résistance ultime de ces dalles est peu ou pas affectée par la fatigue. Le meilleur contrôle de la fissuration par rapport aux dalles actuelles permet de prédire une durabilité accrue des dalles en BRF.
- Le logiciel d'analyse sectionnelle AIS permet une évaluation précise de la résistance ultime en flexion des dalles.

- Le logiciel d'analyse par éléments finis ATENA permet de reproduire adéquatement le comportement complet des dalles testées en laboratoire.

À partir de ces résultats, l'utilisation des BFHP et des BFUP est hautement recommandée pour les projets de réhabilitation de dalles et la construction de nouveaux ouvrages d'art.

De surcroît, la préfabrication permettra à terme de diminuer grandement les coûts de construction et les coûts sociaux rattachés au trafic créé par les zones de travaux en milieu urbain. Étant donné que la mise en œuvre des BFHP et BFUP demande une attention particulière par rapport aux bétons conventionnels, la préfabrication est le procédé idéal pour ce genre de matériaux car elle permet un contrôle supérieur des procédés et une meilleure uniformité de produit fini.

La reproduction du comportement structural des dalles avec ATENA a permis une meilleure compréhension du logiciel et les techniques de modélisation décrites au chapitre 5 faciliteront dorénavant la modélisation de structures similaires et d'autres plus complexes.

Enfin, le modèle de dalle hybride s'impose comme étant le concept le mieux adapté aux besoins de l'industrie des dalles de ponts, et ce, à un prix raisonnable étant donné le faible volume de BFUP impliqué dans ce concept.

6.3 Recommandations

Le BFHP utilisé dans le cadre de ce projet de recherche n'a pas fourni la performance attendue pour la dalle en BFHP, en raison de la mauvaise qualité du mélange à l'étape du gâchage. Pour cette raison, il est recommandé de procéder à un suivi très serré lors de la production d'un tel matériau, étant donné sa sensibilité à la qualité de production. De plus, afin de s'assurer d'une réserve suffisante sur la résistance post-pic en traction, il est recommandé de réduire le rapport E/L du mélange de BFHP ou d'utiliser des fibres plus longues. Évidemment, ceci peut impliquer une reformulation de la matrice. Le soin à apporter à la fabrication du mélange s'applique à tous les BRF.

En ce qui concerne la caractérisation mécanique en traction du BFHP, il serait pertinent de réaliser l'essai sur dallettes circulaires, en plus de l'essai de traction directe sur spécimen en forme d'os. De cette façon, on pourrait obtenir les deux «extrêmes» de la plage d'orientation des fibres (bien orientées dans les os et orientées de façon aléatoire dans les dallettes). Ceci

faciliterait la modélisation par éléments finis des essais au laboratoire. Pour le BFUP, puisque les fibres sont plus petites et présentes en plus grande quantité, l'essai sur os demeure approprié.

La campagne d'essai a aussi démontré la pertinence de l'essai de flexion 4 points, par rapport à l'essai de flexion 3 points. En effet, l'essai de flexion 4 points permet d'obtenir une rupture à la zone la plus faible du spécimen dans la zone de moment constant, tandis que l'essai de flexion 3 points oblige la rupture à survenir à la section sous la charge centrale. Étant donné la relativement grande variabilité possible de l'orientation et de la densité des fibres au sein d'un élément en BRF, il est préférable de tester en flexion 4 points pour éviter de surestimer la résistance. De plus, puisque les essais cycliques se sont déroulés sans difficulté et de façon sécuritaire, il est recommandé de toujours procéder à des essais de flexion 4 points plutôt que 3 points pour vérifier la résistance en flexion des dalles en BRF.

Au cours de l'essai de fatigue, pour tous les spécimens testés sauf pour la dalle en BFHP, le comportement sous chargement cyclique se stabilisait rapidement et demeurait constant jusqu'à la fin de l'essai. De plus, pour les dalles hybrides et en BFUP, malgré que le chargement était critique, aucune fissuration visible n'était initiée dans les dalles pendant l'essai de fatigue. Il aurait pu être intéressant d'appliquer un chargement exceptionnel au cours de l'essai, au-delà de la charge maximale calculée, pour fissurer le spécimen. Ceci aurait permis d'évaluer la progression d'un endommagement dans les dalles en BRF.

6.4 Recherches complémentaires

Avant d'être en mesure d'implanter en chantier le concept de dalle préfabriquée en bétons renforcés de fibres, plusieurs recherches complémentaires s'imposent. D'abord, la jonction entre les panneaux de dalles préfabriquées ainsi que l'action composite développée avec les poutres principales par le biais de réservations dans la dalle devront être étudiées. Dans ce contexte, un projet à Polytechnique est en cours (Verger Leboeuf, 2015) sur la conception de joints de connexion transversaux et longitudinaux en BFUP pour les concepts de dalles préfabriquées proposés dans le présent mémoire. Par ailleurs, d'autres projets terminés récemment (Faggio, 2014) ou ayant cours (Tremblay, 2015) à Polytechnique étudient ces problématiques pour différents concepts de dalles en BRF. Il serait aussi essentiel d'étudier la section en porte-à-faux du tablier, en raison des efforts importants causés par les charges d'impact des véhicules qui s'y

développent en moment négatif. La transmission des efforts du parapet à la dalle serait aussi un point crucial à étudier dans le cas d'une dalle nervurée.

Des méthodes de calcul simples et explicites pour la conception de dalles hybrides et en BFUP doivent aussi être intégrées aux codes de conception nord-américains (AASHTO, CSA-S6) afin de favoriser l'usage du béton renforcé de fibres. Actuellement, la conception doit être réalisée à l'aide d'outils avancés (AIS, ATENA) ou avec des méthodes de calcul européennes (AFGC, Eurocode).

Enfin, l'application du concept de dalle préfabriquée sur un pont de petite envergure devrait éventuellement être envisagée, afin de fournir de l'information sur les techniques d'installation à privilégier. Ceci permettrait en outre de fournir une bonne estimation du gain de temps par rapport aux dalles coulées en place. Cette information est capitale pour les analyses de coûts et de cycle de vie. Enfin, des capteurs internes et des inspections visuelles régulières permettraient d'évaluer la durabilité effective en conditions réelles d'utilisation, lorsque la dalle est soumise aux chlorures et aux cycles de gel-dégel.

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (2012). *LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition*. Washington, D.C.: Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aldea, C.-M., Ghandehari, M., Shah, S. P., & Karr, A. (2000). Estimation of Water Flow through Cracked Concrete under Load. *ACI Materials Journal*, 97(5), 567-575.
- Androuët, C., & Charron, J.-P. (2010). *Vérification du comportement au gel-dégel de deux bétons renforcés de fibres métalliques* (Rapport no EPM-GRS-BRFAEA-1.2). Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- Badie, S. S., & Tadros, M. K. (2008). *Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panel Systems* (Rapport n° 584). Washington, D.C.: National Cooperative Highway Research Program.
- Balouch, S. U., Forth, J. P., & Granju, J.-L. (2010). Surface corrosion of steel fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 40(3), 410-414. doi: 10.1016/j.cemconres.2009.10.001
- Banthia, N., Bindiganavile, V., Jones, J., & Novak, J. (2012). Fiber-reinforced concrete in precast concrete applications: Research leads to innovative products. *PCI Journal*, Summer 2012 33-46.
- Bastien, D. (2004). *Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de ponts*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Bastien Masse, M. (2010). *Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Bélanger, A. (2000). *Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Bergeron, F. (2013). *Développement d'une dalle de pont préfabriquée nervurée en béton de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC).
- Berrocal, C. G., Lundgren, K., & Löfgren, I. (2013). Influence of steel fibres on corrosion of reinforcement in concrete in chloride environments: a review. Dans *7th International Conference on Fibre Concrete proceedings*. Prague, Czech Republic.

- Braike, S. (2007). *Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Cervenka Consulting. (2012). ATENA 3D (Version 5.0.3) [Logiciel]. Czech Republic: Cervenka Consulting.
- Cervenka, V., Jendele, L., & Cervenka, J. (2013). *ATENA Program Documentation Part 1: Theory*. Prague, Czech Republic: Cervenka Consulting.
- Charette, N. (2015). *Réparation de parapet de ponts avec des bétons fibrés à ultra-haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Charron, J.-P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2006). Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Materials and Structures*, 40(3), 269-277. doi: 10.1617/s11527-006-9105-0
- Charron, J.-P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2008). Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research*, 38(5), 689-698. doi: 10.1016/j.cemconres.2007.12.006
- Conan, M., Androuët, C., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2013). *Développement d'un béton renforcé de fibres métalliques* (Rapport no EPM-GRS-BRF50-EUCQC-1.2CA). Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- CSA. (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Norme CSA S6-06. Toronto, ON: Association canadienne de normalisation.
- Cusson, D., & Repette, W. L. (2000). Early-Age Cracking in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls. *ACI Materials Journal*, 97(4), 438-446.
- Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement des piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra haute performance*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).

- Delsol, S., & Charron, J.-P. (2012). Modélisation du comportement en traction et en flexion d'un béton fibré à ultra-haute performance basée sur le coefficient d'orientation des fibres. Dans *Treizième édition des Journées scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton*. Lyon, France.
- Denarié, E. (2004). Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP). Dans (Matériaux des Structures, Notes de course éd.). Lausanne, Suisse: École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Desmettre, C., & Charron, J.-P. (2013). Water Permeability of Reinforced Concrete Subjected to Cyclic Tensile Loading. *ACI Materials Journal*, 110(1), 79-88.
- Desmettre, C., & Charron, J. P. (2012). Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research*, 42(7), 945-952. doi: 10.1016/j.cemconres.2012.03.014
- Duchesneau, F. (2010). *Conception de parapets préfabriqués hybrides et monolithiques utilisant des bétons à haute et ultra-haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Faggio, L. (2014). *Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Ferrara, L., Faifer, M., Muhaxheri, M., & Toscani, S. (2011). A magnetic method for non destructive monitoring of fiber dispersion and orientation in steel fiber reinforced cementitious composites. Part 2: Correlation to tensile fracture toughness. *Materials and Structures*, 45(4), 591-598. doi: 10.1617/s11527-011-9794-x
- Ferrara, L., Ozyurt, N., & di Prisco, M. (2010). High mechanical performance of fibre reinforced cementitious composites: the role of “casting-flow induced” fibre orientation. *Materials and Structures*, 44(1), 109-128. doi: 10.1617/s11527-010-9613-9
- Gergely, P., & Lutz, L. A. (1968). Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members. Dans R. E. Philleo (Édit.), *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete (ACI Publication SP-20)* (p. 87-117). Detroit, Michigan: American Concrete Institute.

- Gordon, S. R., & May, I. M. (2007). Precast deck systems for steel-concrete composite bridges. Dans *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (vol. 160, p. 25-35). London, UK: ICE.
- Granju, J.-L., & Balouch, S. U. (2005). Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks. *Cement and Concrete Research*, 35(3), 572-577. doi: 10.1016/j.cemconres.2004.06.032
- Greybeal, B. (2012). *Ultra-High Performance Concrete Composite Connections for Precast Concrete Bridge Decks* (Rapport n° FHWA-HRT-12-042). Washington, DC: Federal Highway Administration.
- Habel, K., Charron, J.-P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., & Massicotte, B. (2008). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(2), 217-224. doi: 10.1139/107-114
- Hansen, L., & Jensen, B. (1999). A New Building System Using Joints of Ultra High-Strength Fibre Reinforced Concrete. Dans *Innovation in Concrete Structures: Design and Construction* (p. 543-552.). Dundee.
- Hassan, A., & Kawakami, M. (2005). Steel-Free Composite Slabs Made of Reactive Powder Materials and Fiber-Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, 102(5), 709-718.
- Hubert, M., Desmettre, C., & Charron, J.-P. (2014). Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete. Accepté dans *Materials and Structures*.
- Issa, M. A., Yousif, A. A., & Issa, M. A. (2000). Experimental behavior of full-depth precast concrete panels for bridge rehabilitation. *ACI structural journal*, 97(3), 397-407.
- Klowak, C., Memon, A., & Mufti, A. A. (2007). Static and fatigue investigation of innovative second-generation steel-free bridge decks. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(3), 331-339. doi: 10.1139/106-139
- Kosa, K., & Naaman, A. E. (1990). Corrosion of Steel Fiber Reinforced Concrete. *ACI Materials Journal*, 87(1), 27-37.
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., MacLeod, N. F., & McGrath, R. J. (2004). *Dosage et contrôle des mélanges de béton* (7e éd.). Montréal, QC: Association Canadienne du Ciment.

- Lachemi, M., Hossain, K. M. A., Ramcharitar, M., & Shehata, M. (2007). Bridge deck rehabilitation practices in North America. *Journal of Infrastructures Systems*, 13(3), 225-234.
- Lagier, F. E. (2015). *Renforcement sismique des piles de ponts par l'utilisation de béton fibré à ultra-haute performance*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Lawler, J. S., Zampini, D., & Shah, S. P. (2002). Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load. *ACI Materials Journal*, 99(4), 379-385.
- Le Devoir, *Quelle voie emprunter?*. Consulté le 18 janvier 2014, Tiré de <http://www.ledevoir.com/politique/quebec/397612/quelle-voie-emprunter>
- Lessard, M.-C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Maltais, Y. (2005). *La dégradation des ouvrages en béton par la corrosion des aciers d'armature : conditions requises pour initier la corrosion et solutions pour prévenir ce problème*. Communication présentée à ACI - Progrès dans le domaine du béton, Boucherville, QC.
- Martinie, L., & Roussel, N. (2011). Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice. *Cement and Concrete Research*, 41(10), 993-1000. doi: 10.1016/j.cemconres.2011.05.008
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braike, S. (2014a). Analyse Inélastique des Sections (Version 3.1) [Logiciel]. Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Faggio, L., Cordonì, N., Nour, A. & Conciatori, D. (2014b). Design and construction of SFRC bridge decks – Building on past experiences and recent developments *Proceedings of the FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications*, Montreal, Canada, pp. 134-153.
- Massicotte, B. (2013). *Calcul des structures en béton armé - Concepts de base* (1^{ère} éd.). Laval, QC: Éditions da Vinci.
- Massicotte, B., Bélanger, A., & Moffatt, K. (2000a). Analysis and design of SFRC bridge decks. Dans P. Rossi & G. Chanvillard (Édit.), *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)* (p. 263-272). Lyon, France: RILEM.

- Massicotte, B., Degrange, G., & Dzeletovic, N. (2000b). Mix design for SFRC bridge deck construction. Dans P. Rossi & G. Chanvillard (Édit.), *Fifth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)* (p. 119-128). Lyon, France: RILEM.
- Massicotte, B., & Bernard, D. (Février 2000). Construction de dalles de pont en béton à hautes performances avec fibres d'acier. *Innovation Transport*, 3-7.
- Moffatt, K. (2001). *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Montaignac, R., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2011b). Design of SFRC structural elements: flexural behaviour prediction. *Materials and Structures*, 45(4), 623-636. doi: 10.1617/s11527-011-9785-y
- Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., & Nour, A. (2011a). Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, 45(4), 609-622. doi: 10.1617/s11527-011-9784-z
- MTQ. (2009). *Manuel de conception des structures*. Québec, QC: Bibliothèque et Archives nationales du Québec.
- Mufti, A. A., Bakht, B., & Newhook, J. P. (2002). *Experimental investigation of precast composite FRC deck slabs*. Communication présentée à 4e Conférence spécialisée en génie des structures de la Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada.
- Naaman, A. E. (2007). Tensile strain-hardening FRC composites: Historical evolution since the 1960. Dans *Advances in Construction Materials 2007* (p. 181-202): Springer Verlag.
- Namy, M. (2012). *Structural behavior of cast-in-place and precast concrete barriers anchored to bridge deck overhangs and subjected to transverse static loading*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Parant, E., Rossi, P., & Le Maou, F. (2006). Durability of a multiscale fibre reinforced cement composite in aggressive environment under service load. *Cement and Concrete Research*, 37 1106-1114. doi: 10.1016/j.cemconres.2006.02.021
- Petre-Lazar, I. (2001). *Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers*. (Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, QC).

- Rapoport, J., Aldea, C.-M., Shah, S. P., Ankenman, B., & Karr, A. (2002). Permeability of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(4), 355-358. doi: 10.1061//ASCE/0899-1561/2002/14:4/355
- Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Paris, France: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Rossi, P. (2002). *Le développement industriel des bétons de fibres métalliques*. Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Stähli, P., Custer, R., & van Mier, J. G. M. (2007). On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC. *Materials and Structures*, 41(1), 189-196. doi: 10.1617/s11527-007-9229-x
- Thiaw, A. (2014). *Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec trottoir intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts*, (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Tremblay, V. (2015). *Caractérisation de la jonction longitudinale en BFUP de dalles préfabriquées au niveau d'une poutre*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 219-231.
- Verger Leboeuf, S. (2015). *Conception de joints de connexion en BFUP pour dalles préfabriquées*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).

ANNEXE A – PARAMÈTRES DE CONCEPTION AIS

A.1 Propriétés des matériaux

Les paramètres d'entrée de l'acier d'armature 400W, du béton à hautes performances (BHP), du béton fibré à hautes performances (BFHP) et du béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) sont donnés aux Tableaux A.1 à A.4. Les variables définissant les lois de comportement de ces matériaux sont illustrées aux Figures A.1 à A.3.

Les lois de comportement des bétons renforcés de fibres proviennent de la campagne d'essai de Namy (2012), au cours de laquelle le comportement en traction des bétons utilisés dans la présente étude avait été caractérisé. Par soucis de conservatisme quant à l'orientation des fibres, une réduction a été appliquée aux lois de comportement expérimentales connues. Ceci est illustré à la Figure A-4.

Tableau A.1 : Paramètres d'entrée de l'acier d'armature 400W

F_y	400 MPa	ε_p	10 000 $\mu\varepsilon$
F_u	440 MPa	ε_u	100 000 $\mu\varepsilon$
F_r	420 MPa	ε_r	150 000 $\mu\varepsilon$
E_s	200 000 MPa		
ϕ_s	0.9 (ultime)	ϕ_s	1.0 (service)

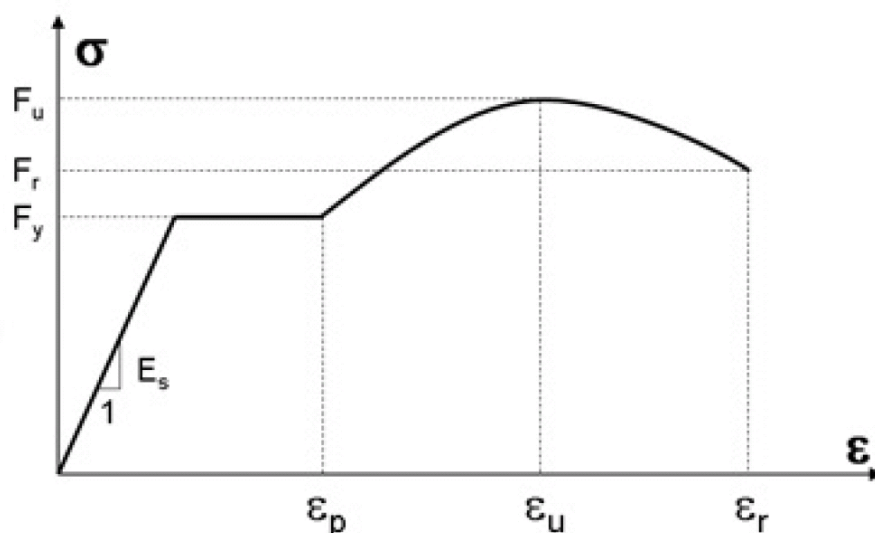


Figure A-1 : Loi de comportement de l'acier

Tableau A.2 : Paramètres d'entrée du BHP

f'_c	-35 MPa	ε_c	(inconnu)
f_{cu}	-30 MPa	ε_{cu}	-3 500 $\mu\varepsilon$
f'_t	2.366 MPa	E_c	26 000 MPa
LR	*		
ϕ_c	0.75 (ultime)	ϕ_c	1.0 (service)

* Voir section A.2

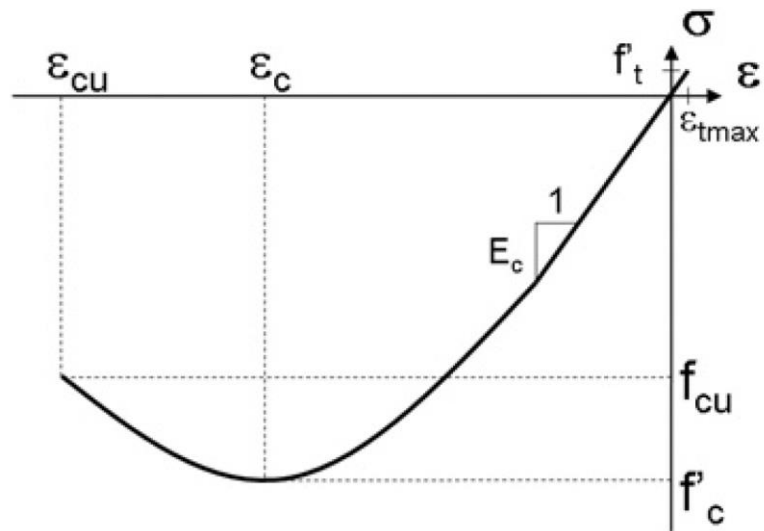
**Figure A-2 : Loi de comportement du béton classique**

Tableau A.3 : Paramètres d'entrée du BFHP

f'_c	-50 MPa	ε_c	(inconnu)
f_{cu}	-31.2 MPa	ε_{cu}	-3 500 $\mu\varepsilon$
f_{cr}	1.915 MPa	E_c	30 000 MPa
f_{th}	2.652 MPa	ε_{th}	200 $\mu\varepsilon$
f_{tp}	3.346 MPa	ε_{tp}	313 $\mu\varepsilon$
f_{ts1}	2.439 MPa	w_{ts1}	0.25 mm
f_{ts2}	1.746 MPa	w_{ts2}	0.79 mm
f_{ts3}	1.308 MPa	w_{ts3}	1.36 mm
f_{ts4}	0.847 MPa	w_{ts4}	2.40 mm
L_c	*	w_{ts5}	7.00 mm
ϕ_c	0.75 (ultime)	ϕ_c	1.0 (service)

*À calculer selon le concept car dépend de la géométrie

Tableau A.4 : Paramètres d'entrée du BFUP

f'_c	-120 MPa	ε_c	(inconnu)
f_{cu}	-100 MPa	ε_{cu}	-5 000 $\mu\varepsilon$
f_{cr}	4.268 MPa	E_c	36 000 MPa
f_{th}	5.109 MPa	ε_{th}	150 $\mu\varepsilon$
f_{tp}	6.990 MPa	ε_{tp}	642 $\mu\varepsilon$
f_{ts1}	4.868 MPa	w_{ts1}	0.50 mm
f_{ts2}	3.529 MPa	w_{ts2}	1.00 mm
f_{ts3}	1.934 MPa	w_{ts3}	2.00 mm
f_{ts4}	1.016	w_{ts4}	3.00 mm
L_c	*	w_{ts5}	5.00 mm
ϕ_c	0.75 (ultime)	ϕ_c	1.0 (service)

*À calculer selon le concept car dépend de la géométrie

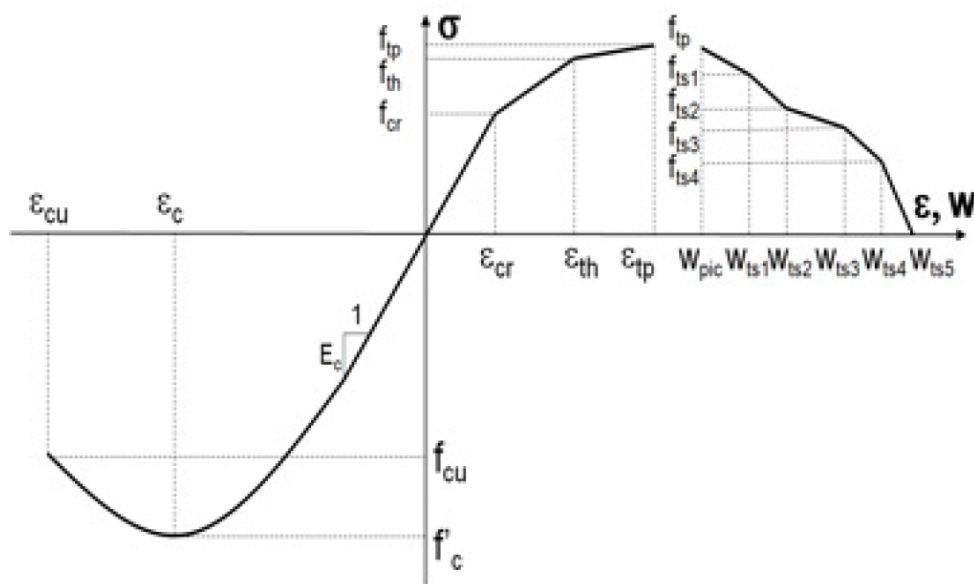


Figure A-3 : Loi de comportement du béton renforcé de fibres

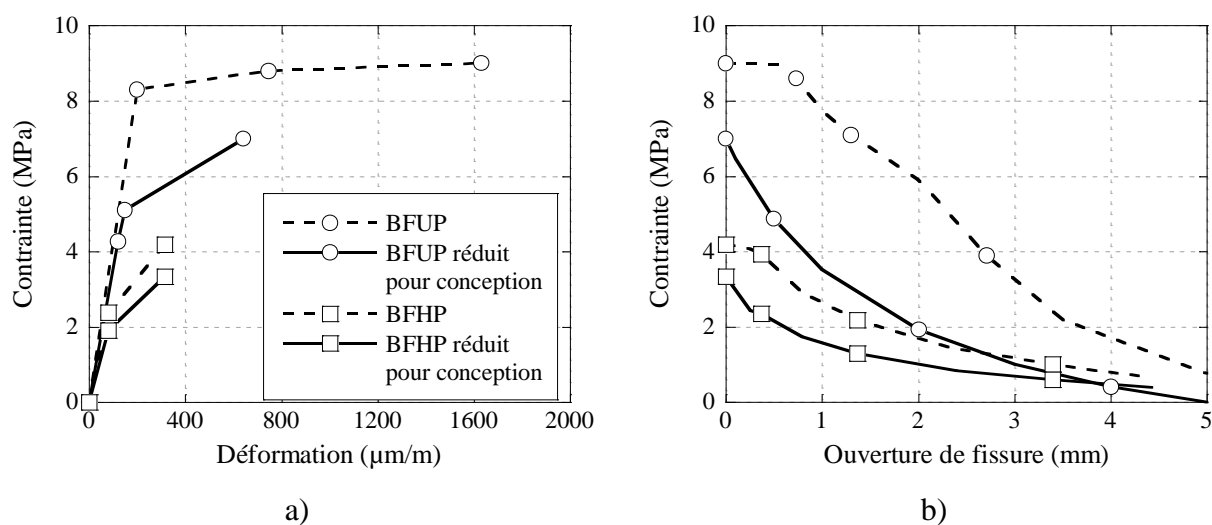


Figure A-4 : Lois de traction du BFHP et du BFUP : a) pré-pic; b) post-pic (Namy, 2012)

Il est important de souligner que pour le calcul de la résistance des dalles à l'état limite ultime, un coefficient de tenue de 0,75 a été attribué à tous les bétons (Tableaux A.2 à A.4). Pour les bétons renforcés de fibres, il s'agit donc d'une réduction supplémentaire de 25% de la résistance en traction qui était appliquée aux lois de comportement déjà réduites de ces matériaux.

A.2 Calcul de L_R

Pour les bétons armés renforcés de fibres d'acier, Montaignac et al. (2011b) ont proposé la formule suivante pour obtenir la longueur caractéristique L_r :

$$L_r = \min\{s_m; h\} \quad (\text{A.1})$$

où s_m correspond à l'espacement moyen des fissures, calculé selon l'Eurocode2, et h est la hauteur de la section. On retrouve le modèle de l'Eurocode2-1991 au Chapitre 5 des notes de cours de béton armé de Massicotte (2013) :

$$s_m = 50 + \kappa_1 \kappa_2 \frac{d_b}{4\rho_r} \quad (\text{A.2})$$

où d_b = diamètre des barres (mm);

κ_1 = facteur d'adhérence;

= 0.8 pour les barres crénelées;

= 1.0 pour les barres lisses;

κ_2 = facteur de forme du diagramme de déformation;

= 1.0 lorsque la section est sollicitée en traction pure;

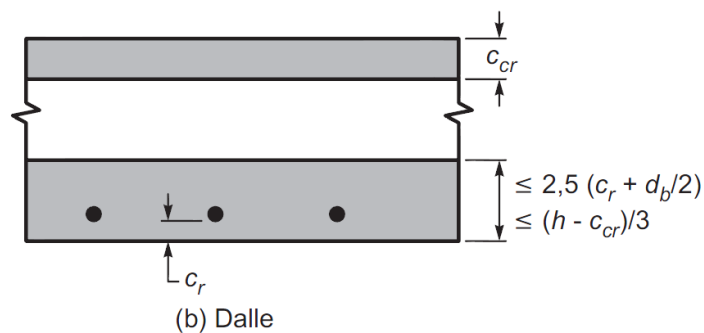
= 0.5 lorsqu'elle subit de la flexion pure;

La valeur de ρ_r est obtenue de l'équation suivante :

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cef}} \quad (\text{A.3})$$

où A_{cef} est l'aire effective de béton et correspond à l'aire influencée par la présence de l'acier.

Pour une dalle, elle se calcule selon les prescriptions montrées à la Figure A-5.



c_r = recouvrement

c_{cr} = profondeur de la zone comprimée

d_b = diamètre des barres

Figure A-5 : Calcul de l'aire de béton effective (Massicotte, 2013)

Pour le calcul de la profondeur de la zone comprimée c_{cr} en conditions fissurées, on doit se référer au Chapitre 4 des notes de cours de béton armé de Massicotte (2013). Le Tableau A.5 présente les formules permettant de calculer les propriétés fissurées d'une section rectangulaire en béton armé, tandis que la Figure A-6 illustre les variables utilisées au Tableau A.5.

Tableau A.5 : Calcul des propriétés fissurées d'une poutre rectangulaire avec ou sans armature comprimée (Massicotte, 2013)

Paramètre	Équation
Inertie brute	$I_g = \frac{1}{12} b h^3$
Moment de fissuration	$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$ où $y_t = \frac{h}{2}$ et $f_r = 0.6 \lambda \sqrt{f'_c}$
Inertie fissurée sans acier comprimé	$I_{cr} = \frac{1}{3} b c_{cr}^3 + n A_s (d - c_{cr})^2$ où $c_{cr} = \frac{\sqrt{2dB+1}-1}{B}$
Inertie fissurée avec acier comprimé	$I_{cr} = \frac{1}{3} b c_{cr}^3 + n A_s (d - c_{cr})^2 + (n-1) A'_s (d' - c_{cr})^2$ où $c_{cr} = \frac{\sqrt{2dB \left(1 + \frac{r d'}{d}\right) + (1+r)^2} - (1+r)}{B}$
Paramètres géométriques	$B = \frac{b_w}{n A_s}$ et $r = \frac{(n-1) A'_s}{n A_s}$

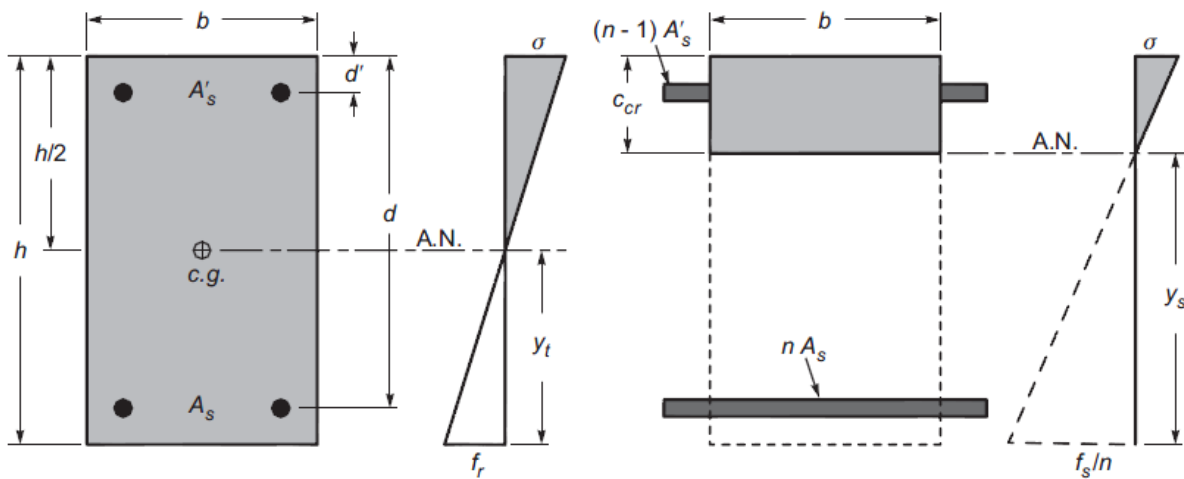


Figure A-6 : Section effective d'une poutre rectangulaire (Massicotte, 2013)

Pour les calculs, on peut négliger la présence d'armature comprimée, de sorte que $r = 0$. Les valeurs utilisées pour la conception des dalles sont données au Tableau A.6.

Tableau A.6 : Valeurs de L_r choisies, en mm

Dalle	Moment positif	Moment négatif
BHP	110	110
BFHP	105	105
Hybride	125 (BFHP)	125 (BFHP)
	30 (BFUP)	30 (BFUP)
BFUP	100	100

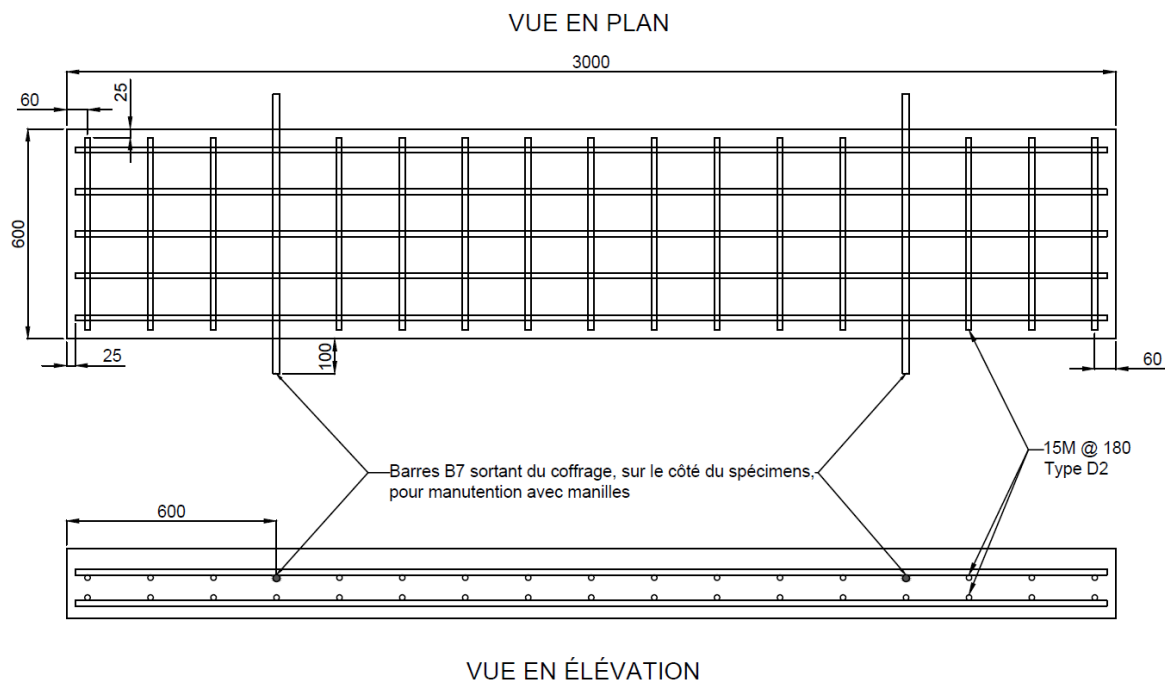
Pour la dalle de référence en BHP, le calcul de l'espacement des fissures selon le code S6-06 donne environ 110 mm en moment positif et en moment négatif. Pour le BFHP de la dalle en BFHP et de la dalle hybride, la valeur de L_r a été prise égale à s_m , calculé selon la méthode expliquée précédemment. Pour le BFUP de la dalle hybride, on a choisi l'épaisseur de ce matériau, soit 30 mm. Pour la dalle en BFUP, une valeur de 100 mm a été choisie, car elle représentait la hauteur des nervures et de la partie «dalle».

Pour le BFHP de la dalle en BFHP et de la dalle hybride, la même valeur de L_r a été utilisée en moment positif et en moment négatif. Cependant, pour ces concepts, en moment négatif, l'armature se retrouve comprimée car elle est située au-dessus de l'axe neutre. Ce sont donc principalement les fibres qui reprennent les efforts de traction et dans ce contexte, il aurait fallu prendre la hauteur h de l'élément comme valeur de L_r , soit 200 mm, car le calcul de s_m ne s'applique pas à cette situation. Cette erreur a été constatée en fin de projet.

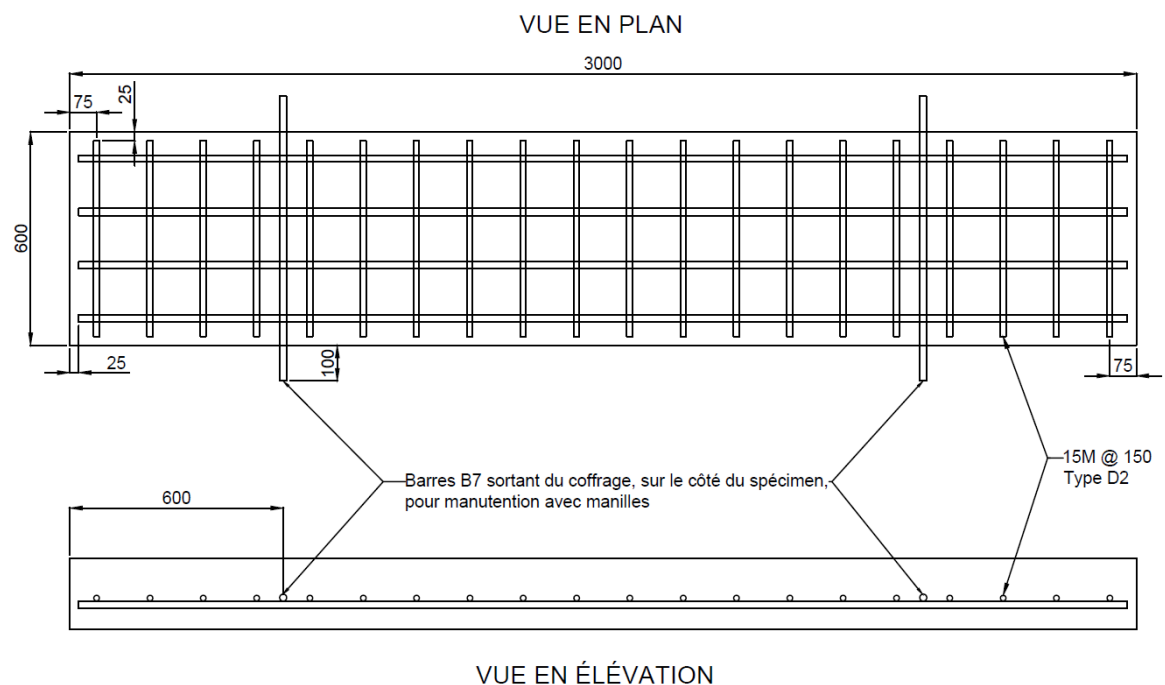
Pour le BFUP, les valeurs de L_r choisies sont également incorrectes car elles surévaluent la résistance du matériau. La section 5.3 du présent mémoire présente les valeurs qu'il convient d'utiliser pour tous les concepts de dalle. En général, il est conservateur d'utiliser la hauteur totale de la dalle h comme valeur de L_r pour tous les bétons, en autant qu'il y ait au moins un rang d'armature dans la dalle.

ANNEXE B – PLANS DE L'ARMATURE DES DALLES

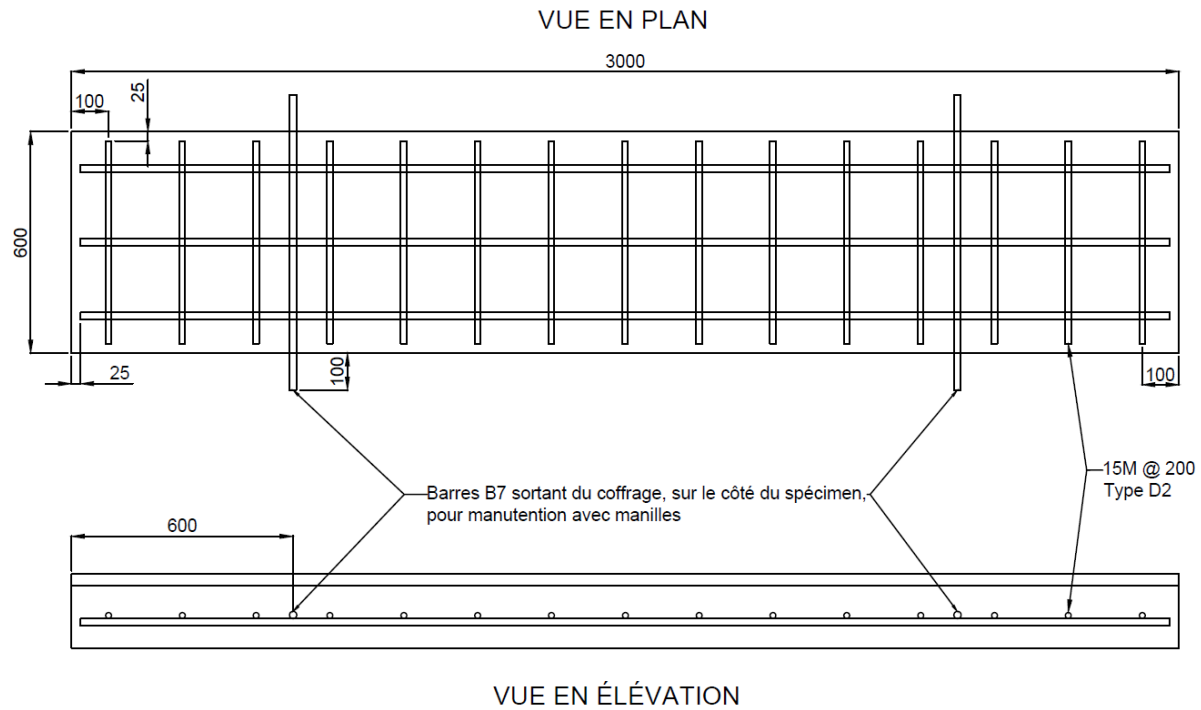
B.1 Dalle de référence en BHP



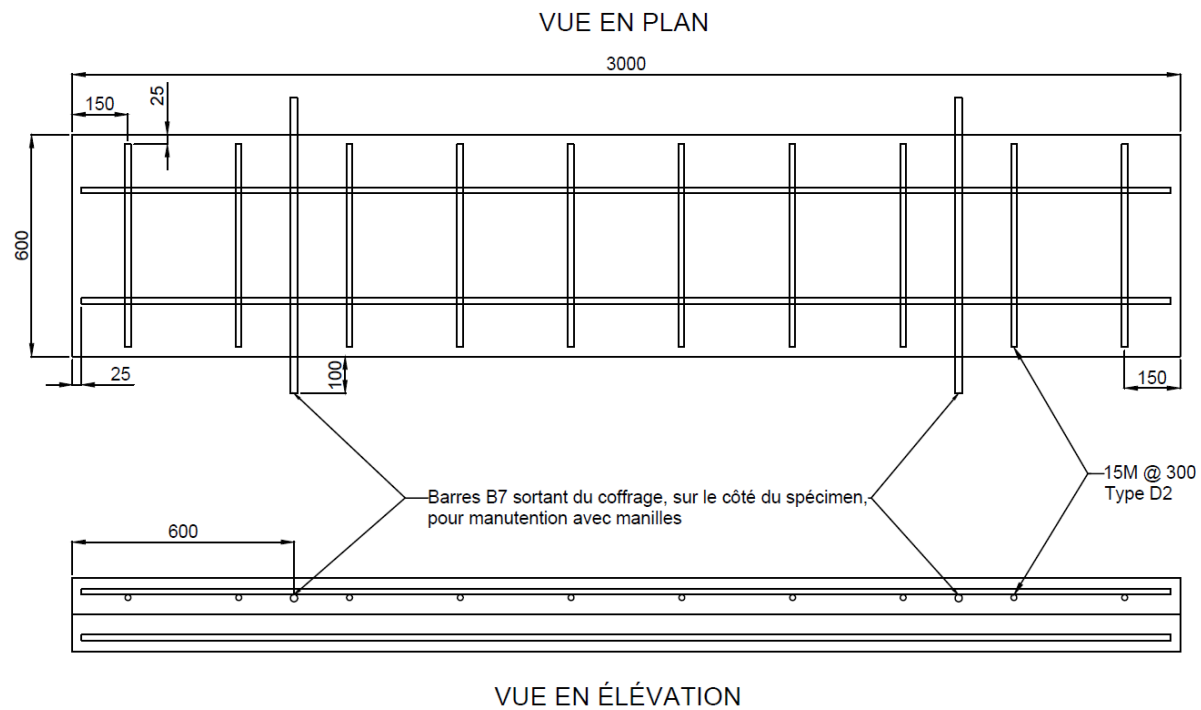
B.2 Dalle en BFHP



B.3 Dalle hybride



B.3 Dalle nervurée en BFUP



ANNEXE C – FICHES DES GÂCHÉES DE BÉTON

C.1 BHP – Dalle de référence

DÉPARTEMENT CONTRÔLE TECHNIQUE

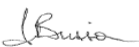
USINE BB2001 Valleyfield
 PRODUIT MMZ351408
 DESCRIPTION 35MPA 14mm,Air 6@9% Type XIV-C 625+-50MM
 C.V. Usine

FOURNI À POLYTECHNIQUE
 EMPLACEMENT
 USAGE
 # de CONTRAT ESSAIS USINE

INGRÉDIENTS	FOURNISSEUR	TYPE/NOM	QTE KG/M3	VOLUME	Combine	Densité :
Ciment	Ciment Québec	GUB-SF	450 Kg	145.2 L	100.0%	3.100
Aj. Cim.	0	0	0 Kg	0.0 L	0.0%	0.000
Aj. Cim.	0	0	0 Kg	0.0 L	0.0%	0.000
Sable Nat.	Sable Fournel - St-André	sable a béton	825 Kg	308.0 L	100.0%	2.679
Sable Man.	0	0	0 Kg	0.0 L	0.0%	0.000
Pierre 40mm	0	0	0 Kg	0.0 L	0.0%	0.000
Pierre 28mm	0	0	0 Kg	0.0 L	0.0%	0.000
Pierre 20mm	Bauval carrières régionales	20-10 mm	0 Kg	0.0 L	0.0%	2.765
Pierre 14mm	Bauval carrières régionales	14-5 mm	830 Kg	307.6 L	100.0%	2.698
Pierre 10mm	Bauval carrières régionales	10-2.5 mm	0 Kg	0.0 L	0.0%	2.749
			0 Kg	0.00 L	0.0%	0.000
Eau (L)			170 L	170.0 L	0.0%	0.000
Vol. D'air				65.0 L	0.0%	0.000
TOTAL			2277 Kg/m ³	L		
ADJUVANTS ml / 100kg						
Réduc. d'eau	Grace Canada	Adva 140M	200.0 Ml	0.90 L		
Entraîn. d'air	Grace Canada	Darex-ED	175.0 Ml	0.79 L		
Sup.Plast.Usine	Grace Canada	Adva 140M	1420.0 Ml	6.39 L		
Sup.Plast.Chantier			0.0 Ml	0.00 L		
Accélérateur	0	0	0.0 Ml	0.00 L		
Retardant (*)	Grace Canada	daratard 17	95.0 Ml	0.43 L		
Autre Adj.			0.0 Ml	0.00 L		
Autre Adj. 2	0	0	0.0 Ml	0.00 L		
Volume total			Ml	1004.25 L		
(*) Applicable par temps chaud seulement . (> 25 ° C) ou sur demande du client .						
Micro Fibres	0	0	Affaissement	625 ±	50	(mm)
Métalliques :	0	0	Teneur en Air	7.5 ±	1.5	(%)
Synthétiques :	0	0	Eau / Ciment	0.38	0	

Remarques : ADVA 140M COMME SUPERPLASTIFIANT EN CHANTIER

Préparé par : Julien Brisson



Date : 08 mai 2014



COMPLÉTER ET RETOURNER S.V.P.

Formule soumise par Béton Brunet 2001 Inc.

5-8-14 11:55 AM

Accepté

Refusé

Approuvé par :

Date :

C.2 BFHP – Dalle en BFHP

FORMULAIRE DE MELANGE POUR PÂTE, MORTIER ET BETON

Paramètres

Nom du mélange : BRF50-EUCQC-n07fib

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
AC/C	0.00
E/C	0.43
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1.51
S/G	1.25

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	7.3
(% sec L)	0.30
AEA (ml/kg L)	0.00
Visc. (ml/Leau)	4.21
Autre (ml/kg L)	0.0

Critères	Valeur
Fibre (%)	1.0
Air (%)	2.5
Pâte (%)	44.0
Vgâchée (l)	1818.2

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	ρ (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg) *	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (QC)	3.10	550.00	177.42	1000.00	322.58
Ajout cimentaire	Pas d'ajout	0.00				
Eau	0	1.00	233.10	233.10	423.83	423.83
Superplastifiant	Plastol6400	1.09	4.36	4.00	7.93	7.27
Extrait liquide (%)	62	1.00	2.70	2.70	4.91	4.91
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Extrait liquide (%)	100	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Agent viscosant	Visctrol	1.21	1.20	1.00	2.19	1.810
Extrait liquide (%)	57.5	1.00	0.69	0.69	1.26	1.26
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Extrait liquide (%)	100	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Eau total (adj. inclus)	0	1.00	236.50	236.50	430.00	430.00
Sable	Valleyfield	2.679	830.53	310.01	1510.05	563.66
Pierre	2.5-10 Gr. Val	2.774333333	664.36	239.47	1207.93	435.40
Fibres	Dramix 65-35	7.80	78.00	10.00	141.82	18.18
Air	0	0.00	0.00	25.00	0.00	45.45
Total	0	0	2361.56	1000.00	4293.74	1818.18

* : Masse
granulats
en Msss

Teneur en eau et correction des masses de granulats

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT	945.00 g	945.00 g
Poids tare + granulats humides : PH	1545.00 g	1545.00 g
Poids tare + granulats séchés : PS	1515.20 g	1531.80 g
Absorption : A	0.0064 (-)	0.0050 (-)
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)	0.0523 (-)
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Msss] / (1 + A)	68.81 kg
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Msss] / (1 + A)	1578.86 kg

Total eau
apportée
par granulats :

89.84 kg

Matériaux à préparer pour une gâchée de 1818.181818 litres

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Msss
Ciment	1000.00 kg	-----
Ajout cimentaire	kg	-----
Eau	423.83 kg	333.98 kg
Superplastifiant	7927.3 g	-----
Autre adjuvant	0.0 g	-----
Entraîneur d'air	0.0 g	-----
Agent viscosant	2190.5 g	-----
Sable	-----	1510.05 kg
Pierre	-----	1207.93 kg
Fibres	-----	141.82 kg

Mcorrigée d'eau correspond à la masse
théorique + Total eau apportée granulats

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	2013/07/25 @9h25
Température (°C) :	26.6
Affaissement / Etalement (mm) :	190 320
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :

Masse béton airmètre (kg) :

Volume airmètre (l) :

Masse vol. béton exp. (kg/m3) :

Teneur en air (%) :

Remarques :

TE réelle inférieure à TE mesurée, d'où manque de maniab !



Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES
V.1.5.3 - JPC/CA, 24 août 2012

C.3 BFHP – Dalle hybride

FORMULAIRE DE MELANGE POUR PÂTE, MORTIER ET BETON

Paramètres

Nom du mélange : BRF50-EUCQC-n07f1b

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
AC/C	0.00
E/C	0.43
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1.51
S/G	1.25

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	7.3
(% sec L)	0.30
AEA (ml/kg L)	0.00
Visc. (ml/Leau)	4.21
Autre (ml/kg L)	0.0

Critères	Valeur
Fibre (%)	1.0
Air (%)	2.5
Pâte (%)	44.0
Vgâchée (l)	1818.2

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	ρ (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg) *	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (QC)	3.10	550.00	177.42	1000.00	322.58
Ajout cimentaire	Pas d'ajout	0.00				
Eau	0	1.00	233.10	233.10	423.83	423.83
Superplastifiant	Plastol6400	1.09	4.36	4.00	7.93	7.27
Extrait liquide (%)	62	1.00	2.70	2.70	4.91	4.91
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Extrait liquide (%)	100	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Agent viscosant	Visctrol	1.21	1.20	1.00	2.19	1.810
Extrait liquide (%)	57.5	1.00	0.69	0.69	1.26	1.26
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Extrait liquide (%)	100	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Eau total (adj. inclus)	0	1.00	236.50	236.50	430.00	430.00
Sable	Valleyfield	2.679	830.53	310.01	1510.05	563.66
Pierre	2.5-10 Gr. Val	2.774333333	664.36	239.47	1207.93	435.40
Fibres	Dramix 65-35	7.80	78.00	10.00	141.82	18.18
Air	0	0.00	0.00	25.00	0.00	45.45
Total	0	0	2361.56	1000.00	4293.74	1818.18

 * : Masse
granulats
en Mss

Teneur en eau et correction des masses de granulats

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT	0.00 g	0.00 g
Poids tare + granulats humides : PH	569.30 g	991.90 g
Poids tare + granulats séchés : PS	552.20 g	968.90 g
Absorption : A	0.0064 (-)	0.0050 (-)
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)	0.0310 (-)
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Mss] / (1 + A)	36.86 kg
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Mss] / (1 + A)	22.52 kg
	1546.91 kg	1230.45 kg

 Total eau
apportée
par granulats :

59.38 kg

Matériaux à préparer pour une gâchée de 1818.181818 litres

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Mss
Ciment	1000.00 kg	-----
Ajout cimentaire	kg	-----
Eau	423.83 kg	364.44 kg
Superplastifiant	7927.3 g	-----
Autre adjuvant	0.0 g	-----
Entraîneur d'air	0.0 g	-----
Agent viscosant	2190.5 g	-----
Sable	-----	1510.05 kg
Pierre	-----	1207.93 kg
Fibres	-----	141.82 kg

 Mcorrigée d'eau correspond à la masse
théorique + Total eau apportée granulats

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	2013/08/29 @ 10h
Température (°C) :	29
Affaissement / Etalement (mm) :	225 360
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :	
Masse béton airmètre (kg) :	16.829
Volume airmètre (l) :	7
Masse vol. béton exp. (kg/m3) :	2404.142857
Teneur en air (%) :	3.1

Remarques :

 Étal avant fibres = 535-560mm.
Manque manié car pb ds respect tps malaxage + ciment en big bag

ANNEXE D – JOURNAUX DE FABRICATION DES SPÉCIMENS

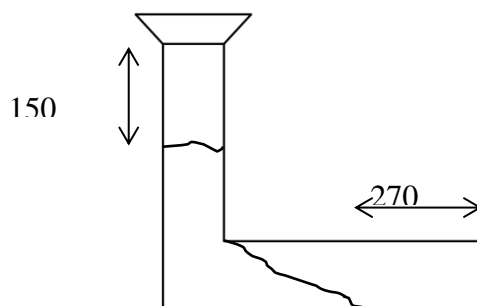
D.1 Première journée de fabrication

Date : 25 juillet 2013

Spécimens : Dalles en BFHP

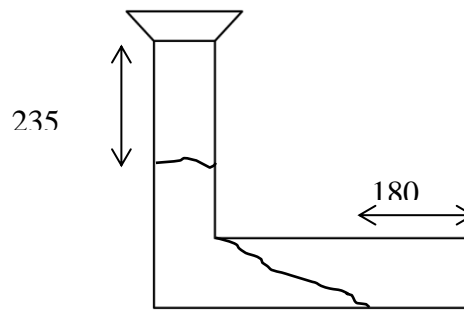
Béton : 1,8 m³ de BFHP50

Heure	Événement
9h15	-Introduction du sable, de la pierre et de 75% de l'eau dans le camion-malaxeur
9h25	-Ajout manuel du ciment (<i>big bag</i>) dans le camion-malaxeur (Figure D.1)
9h45	-Ajout du 25% de l'eau restante ainsi que des adjuvants (superplastifiant et agent viscosant) dans le camion-malaxeur
9h55	-Les fibres sont ajoutées manuellement au mélange dans le camion-malaxeur
10h05	-Affaissement : 175 mm -Étalement : 370 mm / 290 mm -On ajoute du superplastifiant dans le camion et on malaxe le béton car le mélange n'est pas assez fluide
10h15	-Affaissement : 205 mm -Étalement : 360 mm / 250 mm -L-Box :



	-On ajoute du superplastifiant dans le camion et on malaxe le béton car le mélange n'est pas assez fluide
10h30	-Affaissement : 190 mm -Étalement : 370 mm / 270 mm

-L-Box :



-Température : 26,6 °C

-Densité : 2429 kg/m³

-Teneur en air : 0,7 %

-Commentaires : Bien que le mélange ne soit pas autant fluide que désiré, on décide de couler quand même car la quantité de fibres disponibles est limitée pour le projet. Si ces fibres ne sont pas utilisées, on manquera de fibres. Pour aider le mélange à se placer dans les coffrages, on met en place des vibrateurs externes sur les coffrages (Figure D.2).

10h45

-Installation des vibrateurs externes sur les coffrages et début de la coulée.

-Comme le mélange n'est pas autoplacant, les fibres n'ont pas tendance à s'orienter selon la direction de l'écoulement. Elles s'orientent de façon plutôt aléatoire.

-On juge que le béton manquait d'eau, ce qui explique sa fluidité déficiente. Les tests de teneur en eau des granulats indiquaient une humidité très élevée, mais les échantillons utilisés pour ces tests n'étaient pas représentatifs du sable et de la pierre utilisés pour le mélange.

11h05

-Finition de la surface à la truelle (Figure D.3). Une membrane transparente en polyéthylène est placée sur les surfaces des dalles pour empêcher l'évaporation de l'eau (Figure D.4).

Cure : le lendemain matin, on ôte les côtés des coffrages et on recouvre les dalles d'une membrane de cure blanche (ouate + plastique) gorgée d'eau (Figure D.5). Une bâche est également mise en place par-dessus les dalles enveloppées de la membrane de cure (Figure D.6). On s'assure que la membrane reste humide en

permanence pendant 7 jours. Le même traitement de cure est donné aux spécimens de caractérisation. Le déplacement des dalles n'est autorisé que lorsque le béton a atteint 25 MPa.

Date : 25 juillet 2013

Spécimens : Dalles de référence du MTQ en béton ordinaire

Béton : 2,0 m³ de BO 35 MPa

Heure	Événement
15h15	-Remplissage du camion-malaxeur à l'usine de Vaudreuil et départ pour Valleyfield
15h40	-Arrivée du camion-malaxeur au lieu de coulée (usine de Béton Brunet, à Valleyfield) -Étalement : 585 mm / 670 mm - Température : 24,5 °C -Teneur en air : 3,7 % -Commentaires : Comme le béton est spécifié pour 6 à 9 % d'air, on ajoute un agent entraîneur d'air (Darex : 150 mL dilué dans de l'eau) dans la benne du camion et on malaxe
15h50	-Teneur en air : 7,0 %
16h05	-Début de la coulée
16h45	-Finition de la surface à la truelle (Figure D.3). Une membrane transparente en polyéthylène est placée sur les surfaces des dalles pour empêcher l'évaporation de l'eau (Figure D.4).

Cure : le lendemain matin, on ôte les côtés des coffrages et on recouvre les dalles d'une membrane de cure blanche (ouate + plastique) gorgée d'eau (Figure D.5). Une bâche est également mise en place par-dessus les dalles enveloppées de la membrane de cure (Figure D.6). On s'assure que la membrane reste humide en permanence pendant 7 jours. Le même traitement de cure est donné aux spécimens de caractérisation. Le déplacement des dalles n'est autorisé que

lorsque le béton a atteint 25 MPa.

D.2 Seconde journée de fabrication

Date : Jeudi 29 août 2013

Température ambiante : 26°C

Spécimens : Dalles hybrides et dalles en BFUP

Béton : 1,8 m³ de BFHP 50 MPa et 1,5 m³ de BFUP 120 MPa

Heure	Événement
9h40	-Introduction du sable, de la pierre et de 50% de l'eau dans le camion-malaxeur. Une quantité excédentaire d'environ 200 kg de sable est ajoutée par erreur dans le camion.
10h00	-Introduction manuelle du ciment dans le camion avec un <i>big-bag</i> (Figure D.1).
10h25	-Introduction de 50% de l'eau restante et des adjuvants
10h35	-Tests sur le béton sans fibres. Comme le mélange de béton est assez fluide, on ajoute les fibres immédiatement
10h45	-Ajout des fibres manuellement dans le camion
10h50	-Tests sur le béton fibré : résultats satisfaisants. Début de la coulée. -Commentaires : On retrouve plusieurs «mottes» de ciment durci dans le béton, de taille variant d'environ 5 cm à 20 cm de diamètre. Celles-ci sont enlevées manuellement lorsqu'elles sont décelées dans la dalle du camion. On pense que ce phénomène est dû en partie à l'attente entre le moment où le ciment a été introduit dans le camion, et l'ajout du reste de l'eau et des adjuvants. Le phénomène est peut-être aussi attribuable au fait que le <i>big-bag</i> de ciment était entreposé depuis plus d'un mois à l'usine et il a donc pu absorber l'humidité ambiante.
11h25	-Fin de la coulée du BFHP50 (couches inférieures des trois dalles hybrides). On recouvre les dalles d'une membrane plastique afin de limiter l'évaporation.
11h35	-Préparation de la surface de la couche de BRF avec une truelle à céramique (Figure D.7) afin de créer des aspérités, ce qui favorisera un bon contact entre les

deux matériaux. Le résultat est excellent (Figure D.8).

-
- 11h35 -Ajout de l'eau et des adjuvants dans le malaxeur pour la fabrication du BFUP. Le ciment, la fumée de silice et le sable avaient été introduits dans le malaxeur plus tôt en matinée, malaxés, puis mis en attente.
- 11h45 -Ajout des fibres dans le malaxeur
- 12h05 -Fin du malaxage. Décharge du béton dans le godet et transport au lieu de coulée
- 12h15 -Tests sur le béton à l'état frais.
- Commentaires : Le mélange est parfait : très fluide et visqueux, sans ségrégation
- On commence par couler la couche supérieure des spécimens hybrides (Figure D.9). Le BRF est suffisamment rigide pour accueillir les 30 mm de BFUP. Une membrane de polyéthylène est placée sur les spécimens immédiatement après la mise en place et la finition des surfaces, pour empêcher l'évaporation de l'eau (Figure D.4).

Cure : le lendemain matin, on ôte les membranes de polyéthylène qui recouvrent les dalles et on recouvre ces dernières d'une membrane de cure blanche (ouate + plastique) gorgée d'eau (Figure D.5). Une bâche est également mise en place par-dessus les dalles enveloppées de la membrane de cure (Figure D.6). On s'assure que la membrane reste humide en permanence pendant 7 jours. Le même traitement de cure est donné aux spécimens de caractérisation. Le déplacement des dalles n'est autorisé que lorsque le béton a atteint 25 MPa.

D.3 Photos



Figure D-1 : Ajout du ciment dans le camion-malaxeur par «big bag»



Figure D-2 : Installation de vibrateurs externes sur les coffrages



Figure D-3 : Finition des dalles à la truelle



Figure D-4 : Film de polyéthylène placé sur les dalles



Figure D-5 : Membrane de cure



Figure D-6 : Bâche installée par-dessus les dalles et la membrane de cure



Figure D-7 : Truelle à céramique



Figure D-8 : Finition du BFHP50 de la dalle hybride à la truelle à céramique



Figure D-9 : Mise en place du BFUP pour les dalles hybrides

ANNEXE E – PROTOCOLES DE CHARGEMENT

E.1 Essai statique

E.1.1 Préparation

Positionner correctement l'appui Est par rapport à l'appui Ouest (alignement et distance) puis serrer les boulons des rouleaux de l'appui Est.	
Protéger les rotules et les plaques des appuis Est et Ouest avec une pellicule de polyéthylène.	
Installer le spécimen sur les appuis avec du Drystone. Les fils des jauges doivent être du côté Ouest.	
Peindre le spécimen en blanc avec peinture au latex diluée dans l'eau	
Trouver le centre d'application du vérin avec le laser et tracer les repères des rouleaux sur la dalle.	
Installer l'instrumentation (se référer au plan d'instrumentation) :	
Polir surface et coller jauge de compression du béton	
Percer trous pour extensomètres linéaires ¹ + coller tiges	
2 LVDT pour la flèche au centre (tiges et cornières) ²	
Installer cornières pour délamination (dalles hybrides seulement) ³	
Prendre les mesures du spécimen (hauteur : _____ largeur : _____)	
Ajuster la poutre de transfert (rouleaux) avec le gabarit et serrer tous les boulons.	
Installer le système de mise en charge par-dessus le spécimen avec du Drystone.	
Centrer la cellule de charge avec le laser et le gabarit	
Brancher l'instrumentation au système d'acquisition (jauges acier et béton). Vérifier les facteurs de jauges.	
Vérifier l'acquisition : voltage (10 Volts) + ampérage + enregistrement	
Vérifier la stabilité des colonnes supportant les LVDT (utiliser des cales). Les cornières doivent être parfaitement au niveau et les pointes des LVDT légèrement décalées à l'Est.	
Installer les projecteurs lumineux en direction du spécimen	
Installer la fiche descriptive sur le spécimen	
Installer l'appareil photo sur son trépied	
Passer le jet d'air sur tous les rouleaux	
Sécuriser la poutre de transfert au pont roulant avec élingues.	
Établir un périmètre de sécurité (panneaux polycarbonate + ruban)	
Desserrer les boulons des rouleaux de l'appui Est.	
Système de mise en charge : enlever les boulons des plaques et desserrer le rouleau Est seulement	

¹ Voir Remarque 1, section E.3.

² Voir Remarque 2, section E.3.

³ Voir Remarque 3, section E.3.

E.1.2 Début de l'essai

Modifier le programme à 25 Hz; continue	
Faire les zéros sur la cellule de charge, les jauges et l'instrumentation. Noter l'ouverture initiale des extensomètres et calculer l'ouverture restante maximale. Il faudra arrêter l'essai avant d'atteindre la course maximale des extensomètres afin de ne pas les endommager.	
Prendre une photo de l'état initial de la dalle	
Sortir le vérin jusqu'à la ligne rouge	
Descendre manuellement le vérin	
Démarrer l'acquisition	
Effectuer un pré-chargement dans la zone élastique du spécimen (environ 1000 lbs) afin de tester la direction et les lectures des capteurs	
Décharger le spécimen, sans revenir à zéro charge, puis desserrer le rouleau Ouest du système de mise en charge. Vérifier tout le montage. Vérifier s'il y a eu fissuration.	
Commencer l'essai. On suggère une vitesse de chargement d'environ 1000 lbs/min	
Tracer les fissures au crayon feutre noir pendant l'essai. Quatre couleurs (bleu, rouge, vert, noir) : à chaque 40 kN, et à la rupture. Utiliser une lampe portative.	
Mesurer les fissures dans le BRF (dalle hybride moment négatif seulement) avec une règle et prendre une photo.	
Prendre une photo à chaque 40 kN ainsi qu'à la rupture.	

E.1.3 Fin de l'essai

Enregistrer les données	
Prendre une photo du spécimen avant le déchargement	
Décharger le vérin	
Bloquer l'appui Est et attacher les rouleaux du système de mise en charge	
Prendre des photos des fissures de près avec quadrillage 200x200 mm	
Faire un backup des photos sur l'ordinateur du laboratoire et prendre une copie sur un disque dur personnel.	
Mesurer l'espacement réel des fissures	

E.2 Essai cyclique

E.2.1 Préparation

Positionner correctement l'appui Est par rapport à l'appui Ouest (alignement + distance) puis serrer les boulons des rouleaux de l'appui Est.	
Protéger les rotules et les plaques des appuis Est et Ouest avec un polyéthylène	
Installer le spécimen sur les appuis avec du Drystone. Les fils des jauges doivent être du côté Ouest.	
Peindre le spécimen en blanc avec peinture au latex diluée dans l'eau	
Installer l'instrumentation (se référer au plan d'instrumentation) :	
Coller jauge de compression du béton	
Percer trous pour extensomètres linéaires + coller tiges	
4 LVDT pour la flèche au centre (tiges et cornières) ⁴	
Prendre les mesures du spécimen (hauteur : _____ largeur : _____)	
Trouver le centre d'application du vérin avec le laser et tracer les repères des rouleaux sur la dalle.	
Ajuster la poutre de transfert (rouleaux) avec le gabarit et serrer tous les boulons.	
Installer le système de mise en charge par-dessus le spécimen avec du Drystone.	
Centrer la cellule de charge avec le laser	
Brancher l'instrumentation au système d'acquisition.	
Vérifier l'acquisition : voltage (10 Volts) + ampérage + enregistrement	
Vérifier la stabilité des colonnes supportant les LVDT (utiliser des cales)	
Installer la fiche descriptive sur le spécimen	
Passer le jet d'air sur tous les rouleaux (4)	
Sécuriser la poutre de transfert avec les élingues et les chaînes.	
Établir un périmètre de sécurité (panneaux latex + ruban)	
Desserrer les boulons des rouleaux de l'appui Est.	
Système de mise en charge : enlever les boulons des plaques et desserrer le rouleau Est seulement.	

⁴ Voir Remarque 4, section E.3.

E.2.2 Début de l'essai

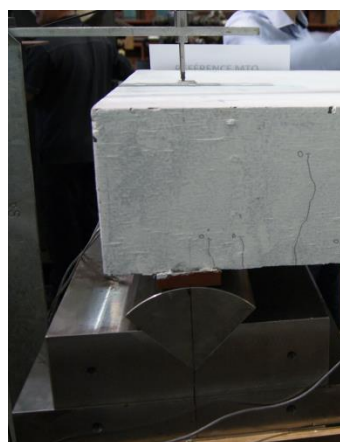
Modifier le programme à 150 Hz; acquisition pendant 10 secondes, à tous les 10 minutes.	
Vérifier les facteurs de jauges.	
Faire les zéros sur la cellule de charge, les jauges et l'instrumentation	
Prendre une photo de l'état initial de la dalle	
Sortir le vérin jusqu'à la ligne rouge	
Descendre vérin (manuellement)	
Démarrer l'acquisition	
Suivre la procédure de fonctionnement du pulsateur.	
Mettre le compteur à zéro lorsque les charges sont stables.	
Faire un film de 1 minute en HD de la dalle qui fléchi.	

E.2.3 Fin de l'essai

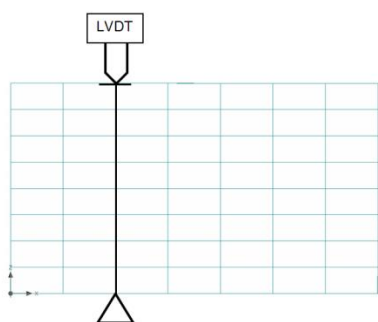
Enregistrer les données	
Modifier le programme à 25 Hz; continue.	
Décharger le vérin jusqu'à 1000 lbs (environ 4,4 kN).	
Installer la nouvelle fiche descriptive sur le spécimen.	
Allumer les projecteurs lumineux.	
Installer l'appareil photo sur son trépied.	
Desserrer le rouleau Ouest de la poutre de transfert.	
Tracer les fissures déjà présentes en noir.	
Prendre une photo du spécimen.	
Effectuer un chargement statique jusqu'à la rupture. On suggère une vitesse de chargement d'environ 1000 lbs/min. Arrêter le chargement à chaque 40 kN pour tracer les fissures (bleu, rouge, vert, noir). Utiliser une lampe portative. Pour la dalle hybride, mesurer les fissures dans le BFHP50 (moment négatif) avec une règle et prendre une photo.	
Prendre une photo du spécimen avant le déchargement	
Décharger le vérin. On doit attacher les rouleaux de la poutre de transfert avant de perdre le contact avec le vérin.	
Enregistrer les données.	
Bloquer l'appui Est.	
Prendre des photos des fissures de près avec quadrillage 200x200 mm	
Faire un backup des photos sur l'ordinateur du laboratoire et prendre une copie sur un disque dur personnel.	
Mesurer l'espacement réel des fissures	

E.3 Remarques

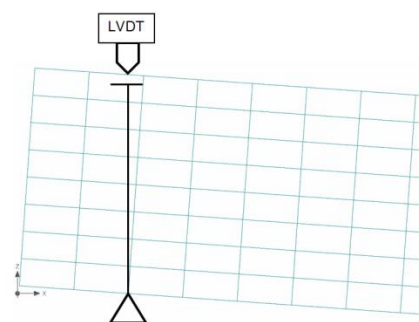
1. Le perçage des trous pour les extensomètres linéaires qui mesurent la fissuration sous le spécimen durant les essais était effectué avant de placer les dalles sur le montage. On retournait les dalles pour permettre de percer à partir du dessus, évitant ainsi le travail en surplomb une fois la dalle en place.
2. Le tassement à l'appui n'a pas été mesuré pendant les essais. En effet, étant donné la rotation de la dalle au-dessus de l'appui, il n'est pas possible de mesurer précisément le tassement avec un LVDT (Figure E-1).
3. Les données des LVDT installés sur les dalles hybrides pour mesurer le délaminage de la couche de BFUP n'ont pas été utilisées (Figures E-2 et E-3). En effet, soit les capteurs n'étaient pas placés à l'endroit où s'est produite la fissure principale, soit la fissure principale a déstabilisée l'ancrage du capteur et ainsi faussée les données.
4. Deux paires de LVDT étaient utilisés pour les essais de fatigue pour mesurer la flèche au centre (Figures E-4 et E-5). Les lectures des LVDT à petite course étaient utilisées pour l'analyse du comportement pendant les cycles, tandis que les LVDT à grande course servaient à enregistrer la flèche au centre pendant le chargement statique final, après les cycles. Les cornières utilisées pour appuyer les LVDT étaient faites d'une lamelle de verre collée sur une cornière en aluminium. La lamelle de verre permet une lecture plus précise des LVDT.



a)



b)



c)

Figure E-1 : Rotation de l'appui pendant l'essai : a) photo; b) début; c) fin

E.4 Photos

Cette section présente quelques photos des détails du montage expérimental. Étant donné sa configuration particulière, on y montre aussi la dalle nervurée en moment positif (Figure E-6) et négatif (Figure E-7) installée sur le banc d'essai.



Figure E-2 : Trois capteurs de délaminage (dalle hybride moment positif)

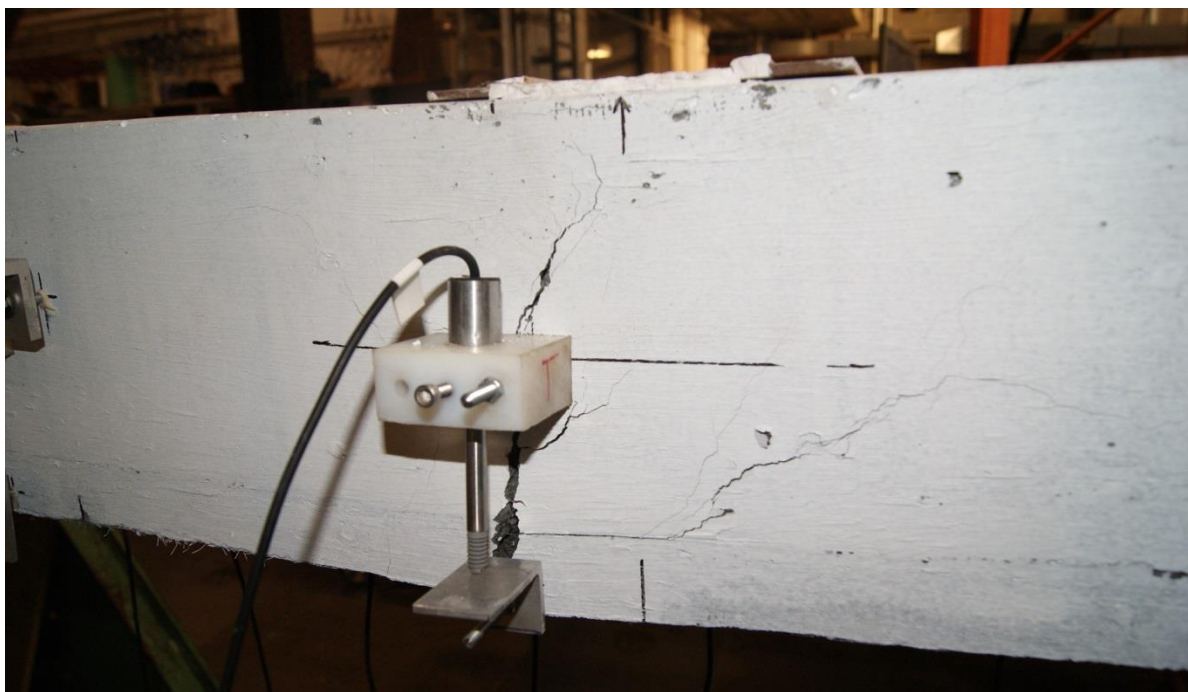


Figure E-3 : Capteur de délaminage (dalle hybride moment négatif)



Figure E-4 : Mesure de la flèche au centre pour les essais de fatigue



Figure E-5 : Lamelle de verre collée sur les cornières en aluminium



Figure E-6 : Dalle nervurée en BFUP installée sur les appuis du montage (moment positif)

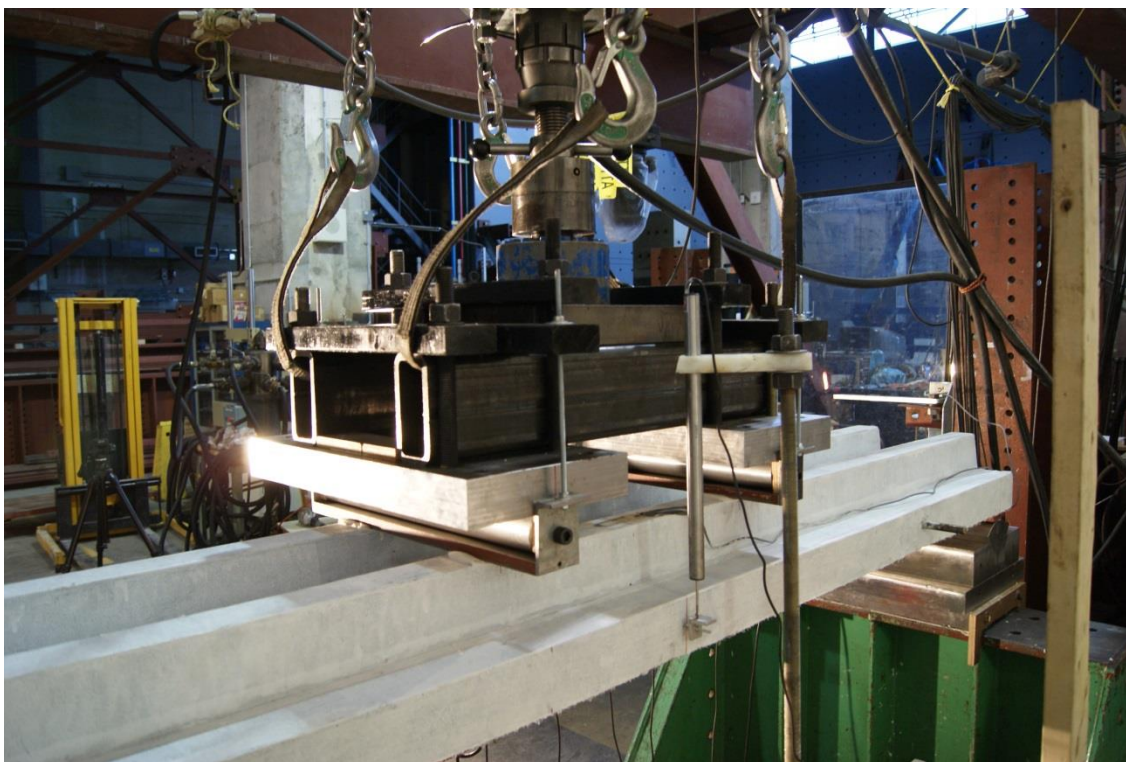


Figure E-7 : Poutre de transfert installée sur la dalle nervurée en BFUP (moment négatif)

ANNEXE F – FISSURATION DES SPÉCIMENS APRÈS L'ESSAI STATIQUE

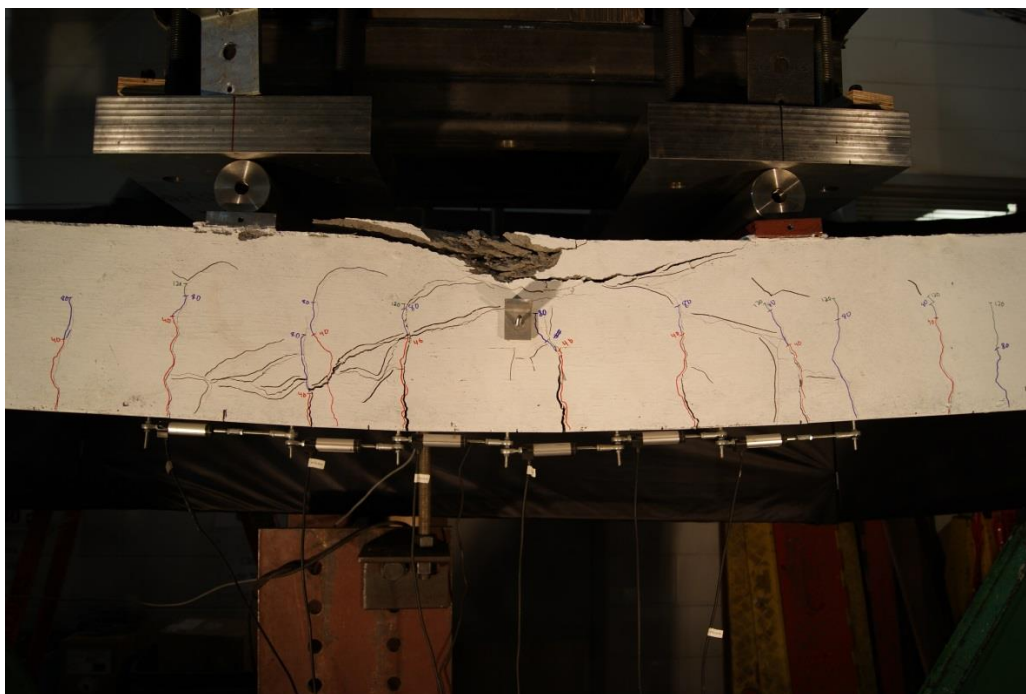


Figure F-1 : Dalle de référence en BHP, moment positif

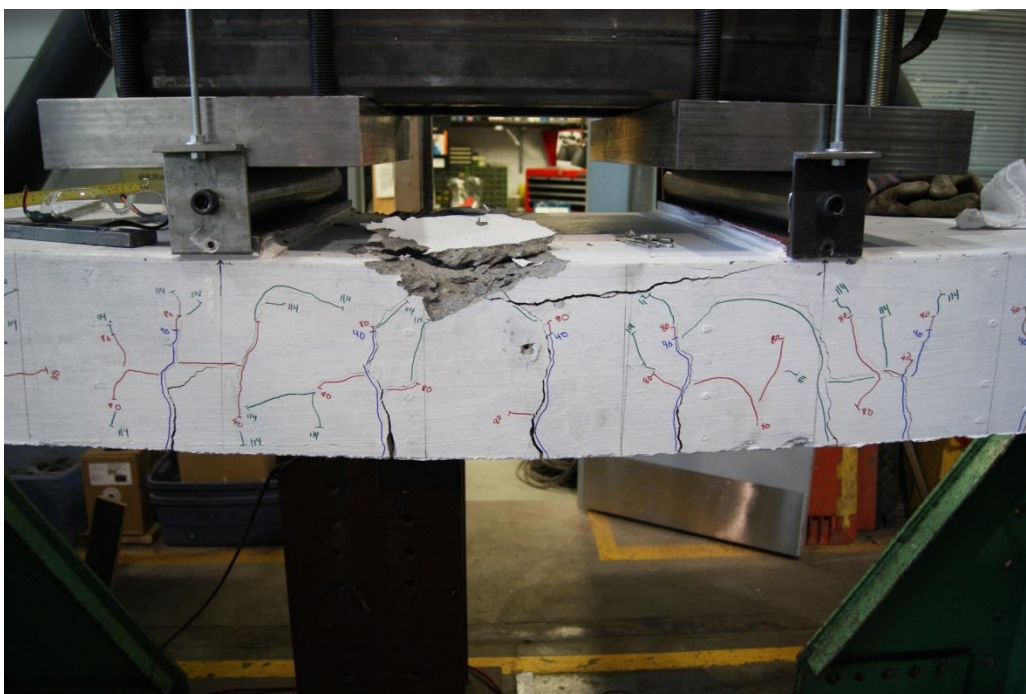


Figure F-2 : Dalle de référence en BHP, moment négatif

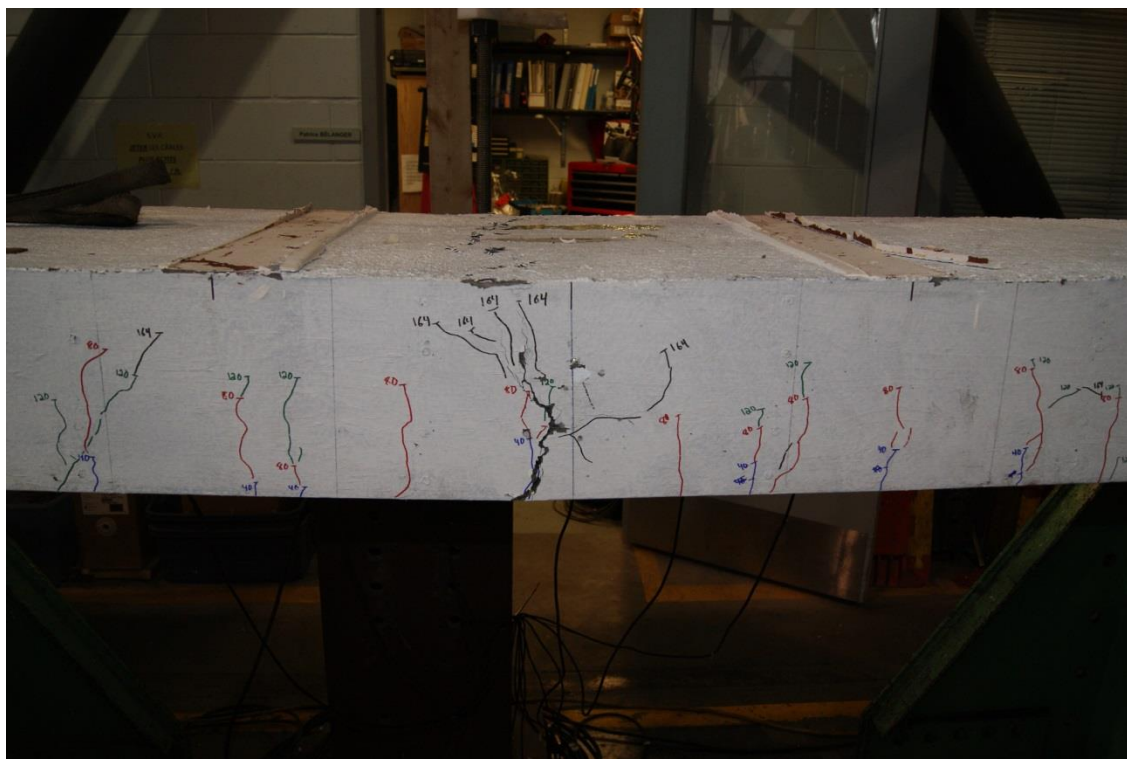


Figure F-3 : Dalle en BFHP, moment positif

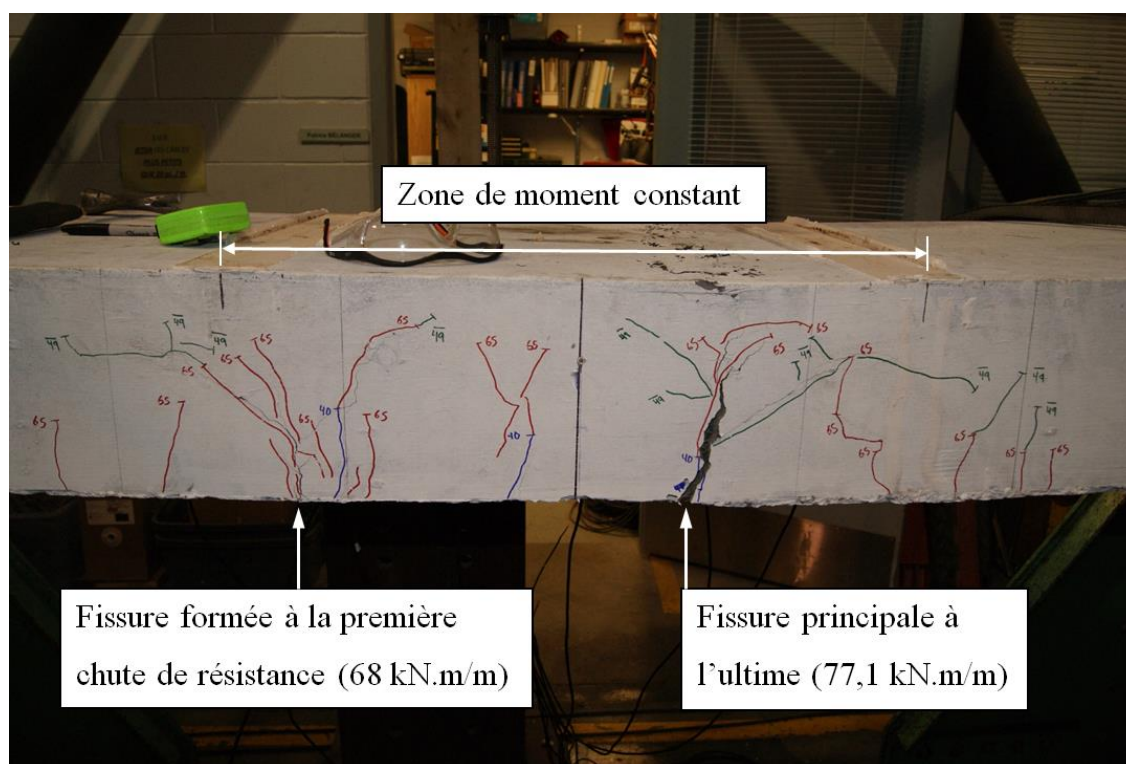


Figure F-4 : Dalle en BFHP, moment négatif

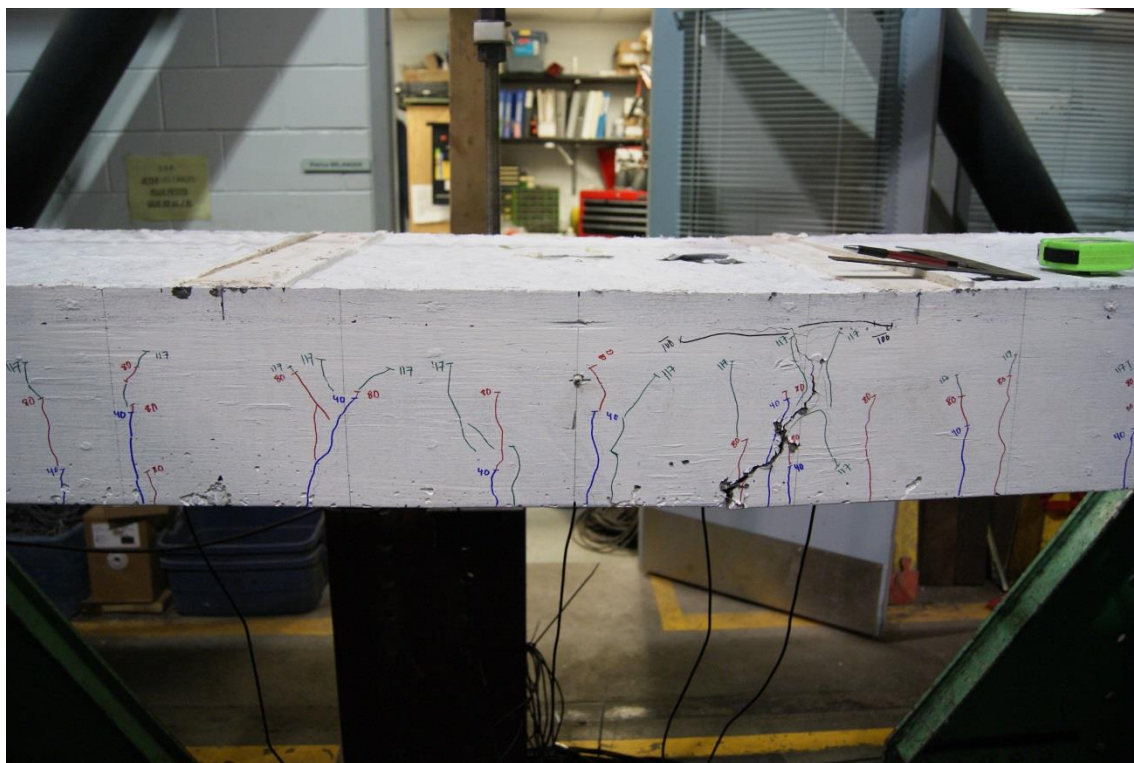


Figure F-5 : Dalle hybride, moment positif



Figure F-6 : Dalle hybride, moment négatif

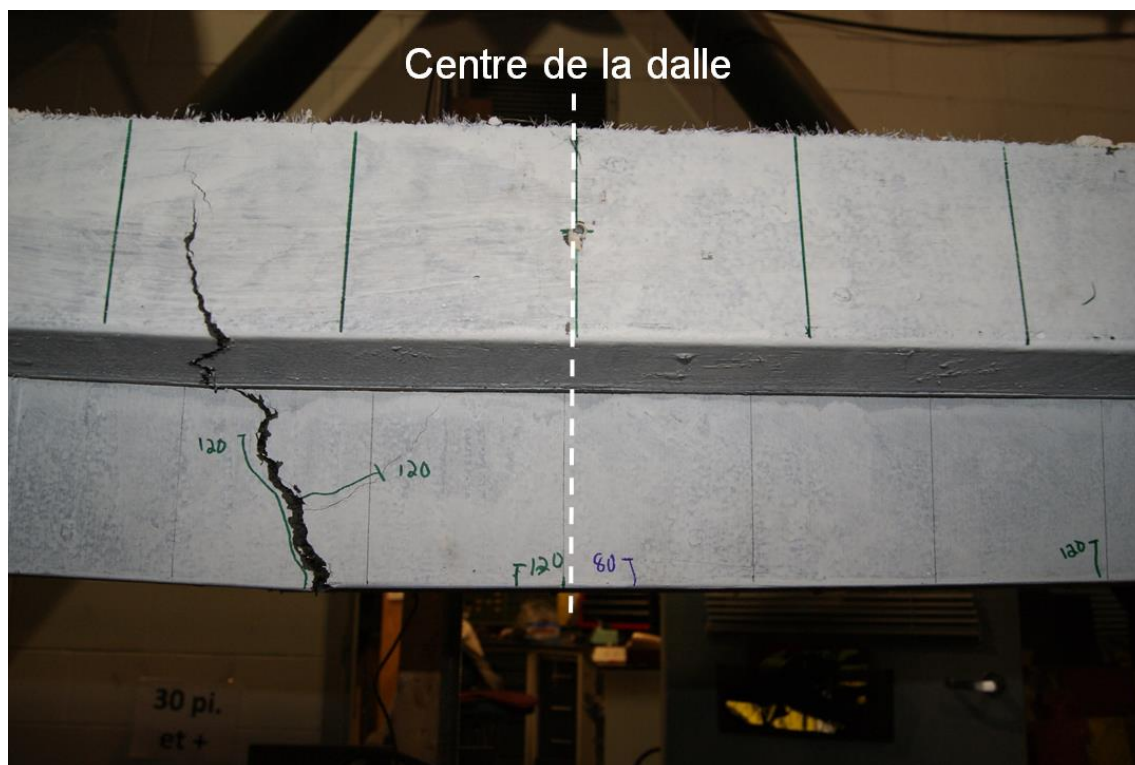


Figure F-7 : Dalle en BFUP, moment positif

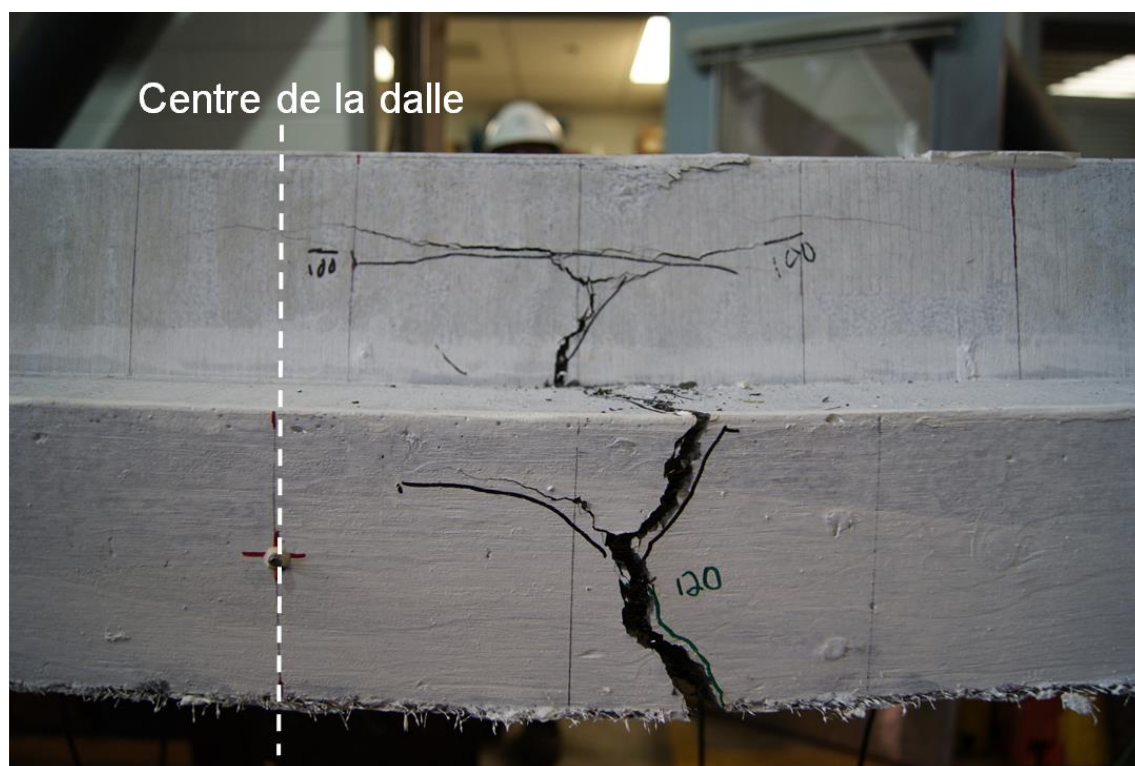


Figure F-8 : Dalle en BFUP, moment négatif

ANNEXE G – MODÈLES ATENA

Le maillage utilisé pour le modèle de la dalle de référence en moment positif a été présenté à la Figure 5-7. Le même maillage a aussi été utilisé pour la dalle en BFHP, en moment positif et en moment négatif. Pour la dalle de référence en moment négatif, des éléments «brique» de taille $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ ont été utilisés, étant donné qu'on obtenait une rupture prématurée avec des éléments $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$. Ce modèle est présenté à la Figure G-1

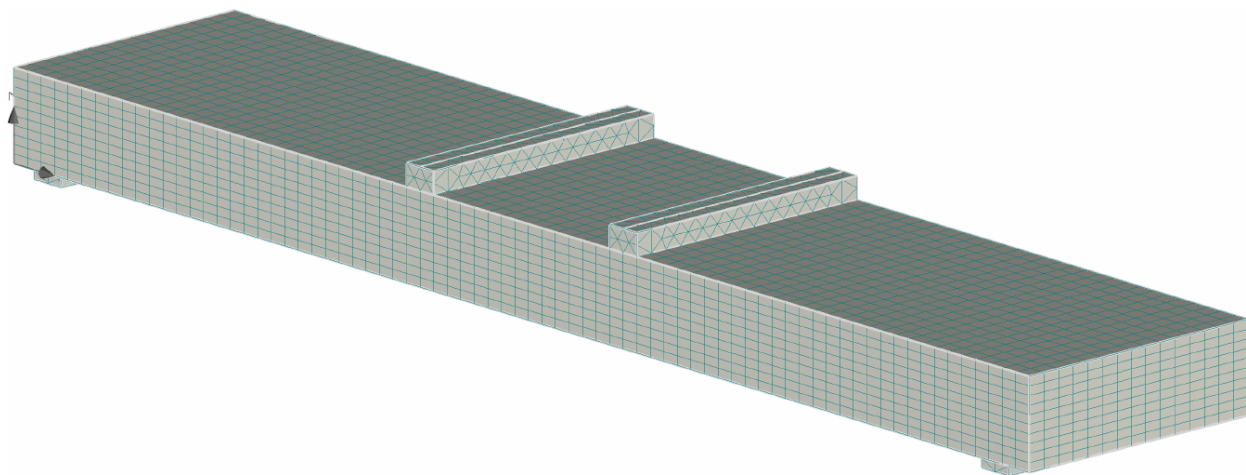


Figure G-1 : Dalle de référence en BHP, moment négatif

Un maillage similaire à celui présenté à la Figure 5-7 a été utilisé pour la dalle hybride. Dans ce cas, on gardait un total de huit éléments sur la hauteur de la dalle, avec une taille globale des éléments de 50 mm. La couche de BFUP de 30 mm d'épaisseur n'était constituée que d'une seule couche d'éléments, tandis que la partie en BFHP de la dalle était composée de 7 couches d'éléments. Les briques du macroélément en BFHP étaient donc légèrement plus minces que les briques de 25 mm de hauteur de la Figure 5-7. Le maillage du modèle de la dalle hybride en moment positif est présenté à la Figure G-2. Une connexion parfaite à l'interface BFHP-BFUP a été utilisée, car aucun glissement relatif des couches n'a été observé en laboratoire.

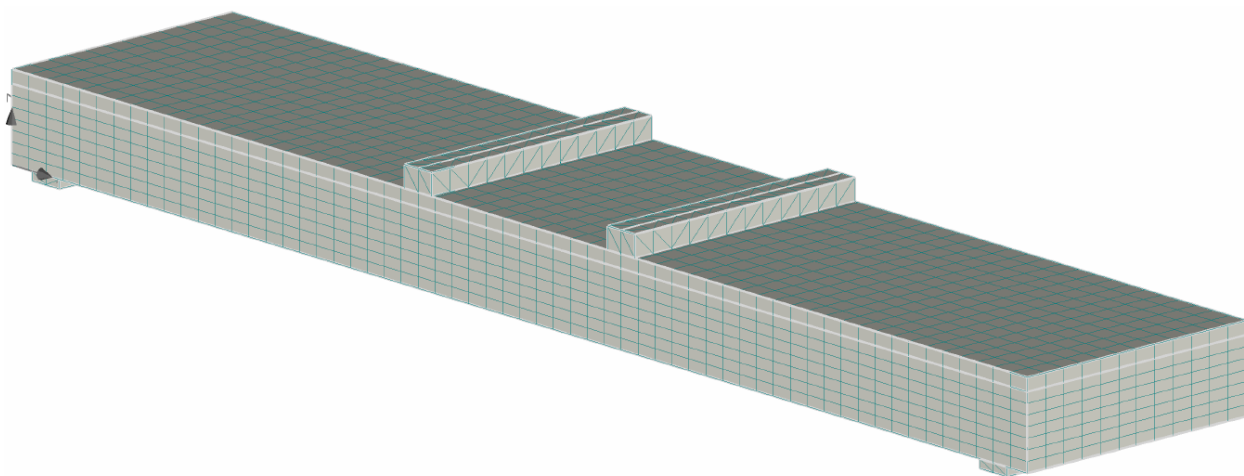


Figure G-2 : Dalle hybride, moment positif

La dalle en BFUP était modélisée par trois macroéléments distincts pour la partie dalle et les deux nervures, ce qui permettait d'utiliser des éléments briques. Le maillage de ces modèles est présenté aux Figures G-3 et G-4 pour le moment positif et le moment négatif, respectivement.

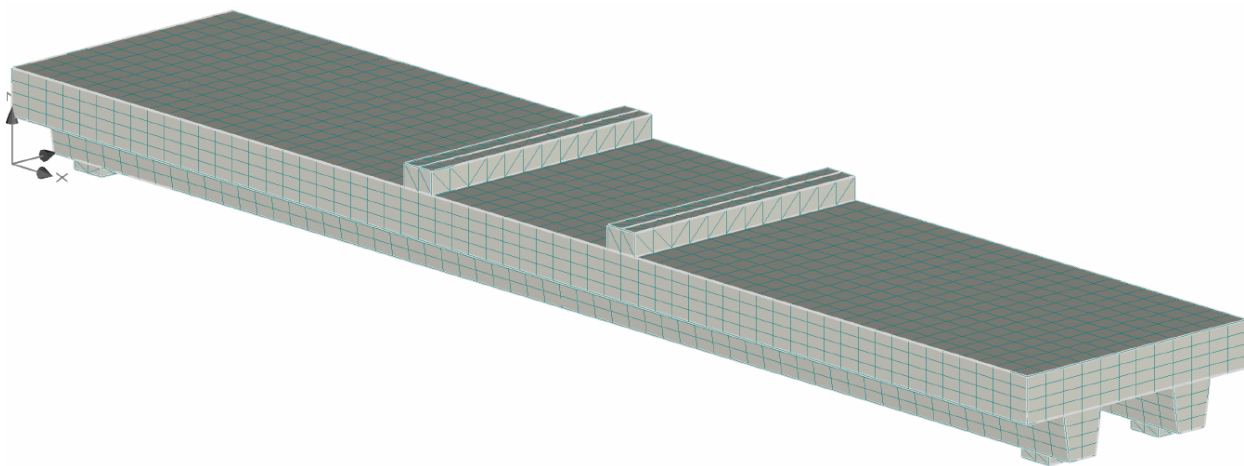


Figure G-3 : Dalle en BFUP, moment positif

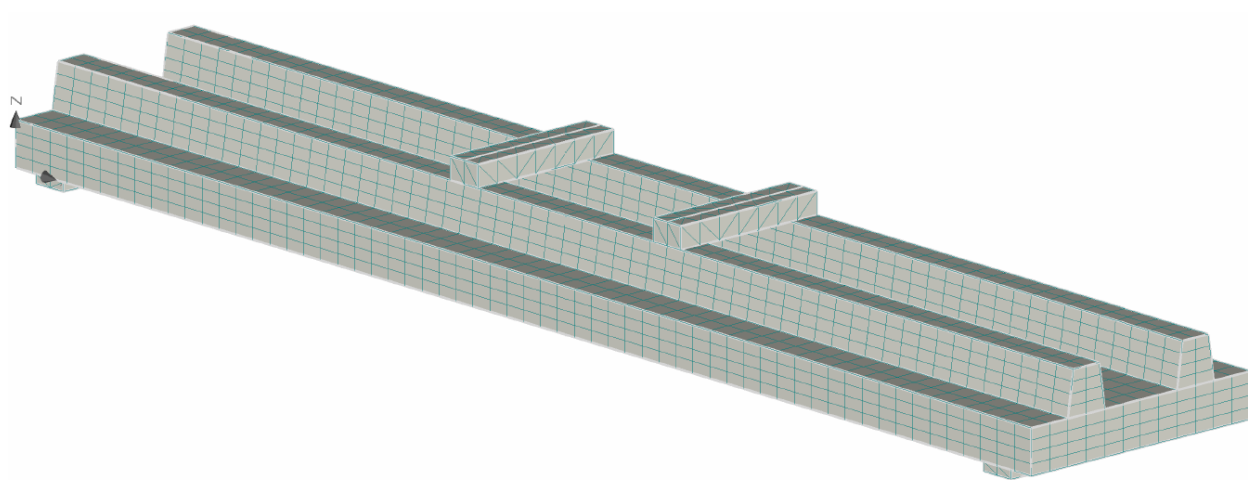


Figure G-4 : Dalle en BFUP, moment négatif

ANNEXE H – INFORMATIONS NUMÉRIQUES COMPLÉMENTAIRES

Afin de parvenir à une reproduction adéquate du comportement du BFHP et du BFUP avec le logiciel ATENA (Cervenka Consulting, 2012), le modèle CC3DNonLinCementitious2User (NLCem2User) a été utilisé. Dans ce modèle, toutes les fonctions de comportement du matériau doivent être définies par l'utilisateur.

H.1 Traction

Les données mesurées au laboratoire lors d'essais de traction directe sont utilisées pour définir le comportement en traction des BRF dans ATENA. Le passage des données expérimentales aux données numériques nécessite néanmoins une conversion. Cette procédure est décrite en détails dans Thiaw (2014). Un résumé des principales étapes et les résultats obtenus pour les bétons utilisés dans la présente étude sont fournis ci-après.

Le traitement des données brutes enregistrées par les capteurs installés lors des essais de traction directe permet d'obtenir les courbes contrainte-déformation ($\sigma_t - \varepsilon_{lab}$) et contrainte-ouverture de fissure ($\sigma_t - w$), tel qu'expliqué à la section 2.2.3. La conversion consiste d'une part à transformer les valeurs de déformation (ε_{lab}) et d'ouverture de fissure (w) en déformations équivalentes (ε_{ATENA}). Le modèle NLCem2User différencie alors les deux phases du comportement en traction (écrouissage et adoucissement) par le biais d'une valeur de déformation de localisation (ε_{loc}). D'autre part, la contrainte mesurée (σ_t) doit être normalisée en la divisant par la limite élastique f'_t entrée dans le logiciel (Tableau 5.3).

La première étape consiste à retirer la portion élastique (en contrainte et en déformation) de la courbe. En effet, cette dernière est implicitement prise en compte par le logiciel qui considère la limite élastique (f'_t) et la rigidité (E) des bétons. La valeur de la déformation élastique (ε_E) doit donc être retranchée à toute déformation post-élastique mesurée (ε_{lab}). En d'autres mots, la fonction introduite dans ATENA prend son origine à la fin de la phase élastique.

ATENA est capable de représenter les macrofissures en taille réelle pour chaque élément. Pour ce faire, deux données numériques doivent être fournies : la déformation relative lorsque se localise une macrofissure (ε_{loc}) et une longueur caractéristique (L_{CH}). La valeur ε_{loc} s'obtient de manière assez directe, puisqu'il s'agit de la déformation relative (déformation mesurée à laquelle on soustrait la déformation élastique) à l'initiation de la phase adoucissante. Pour L_{CH} , il est suggéré

de spécifier une valeur environ égale à la taille des éléments finis dans la zone de rupture (Cervenka et al., 2013). Ainsi, une valeur de 50 mm a été utilisée pour la modélisation des dalles du présent projet (voir section 5.2.1.2). La longueur caractéristique L_{CH} sert également à convertir les ouvertures de fissure (w) mesurées au laboratoire en déformations compatibles avec le programme (ε_{ATENA}). L'ensemble du processus de conversion est illustré au Tableau H.1.

Tableau H.1 : Équations de conversion des valeurs expérimentales de traction directe en valeurs numériques pour le logiciel ATENA

Phase élastique	(calculé automatiquement)
À la fin de cette phase $\varepsilon_{ATENA} = 0$	
Phase d'écroutissage (si applicable)	$\varepsilon_{ATENA} = \varepsilon_{lab} - \varepsilon_E$
À la fin de cette phase $\varepsilon_{ATENA} = \varepsilon_{loc}$	
Phase adoucissante	$\varepsilon_{ATENA} = \varepsilon_{loc} + \frac{w}{L_{CH}}$
où : $\varepsilon_E =$ Déformation élastique à la contrainte de première fissuration $= f'_t / E$; $L_{CH} =$ 50 mm (taille des éléments finis dans la zone de rupture).	

Les points choisis pour la définition de la courbe dans ATENA sont donnés aux Tableaux H.2 à H.5, dans lesquels la déformation de localisation est inscrite en gras.

Tableau H.2 : Loi de traction du BFHP de la dalle en BFHP

ε_{lab} (m/m)	Points choisis		Fonction adimensionnelle	
	w (mm)	σ_t (MPa)	$\varepsilon_{\text{ATENA}}$	σ / f_t
	0,0000	3,6000	0,0000	1,0000
	0,0100	2,9652	0,0002	0,8237
	0,2000	2,8981	0,0040	0,8050
	0,3750	2,4849	0,0075	0,6902
	0,5000	1,8206	0,0100	0,5057
	0,6000	1,4610	0,0120	0,4058
	0,8000	1,0121	0,0160	0,2811
	1,0750	0,7414	0,0215	0,2059
	3,0000	0,1800	0,0600	0,0500

Tableau H.3 : Loi de traction du BFHP de la dalle hybride

ε_{lab} (m/m)	Points choisis		Fonction adimensionnelle	
	w (mm)	σ_t (MPa)	$\varepsilon_{\text{ATENA}}$	σ / f_t
	0,0000	3,6000	0,0000	1,0000
	0,0100	3,0600	0,0002	0,8500
	0,3000	3,0197	0,0060	0,8388
	0,5000	2,7940	0,0100	0,7761
	0,8700	2,0213	0,0174	0,5615
	1,7000	1,2871	0,0340	0,3575
	2,6500	0,8947	0,0530	0,2485
	6,5000	0,1800	0,1300	0,0500

Tableau H.4 : Loi de traction du BFUP

Points choisis			Fonction adimensionnelle	
ε_{lab} (m/m)	w (mm)	σ_t (MPa)	ε_{ATENA}	σ / f_t
0,000228		8,6000	0,0000	1,0000
0,001928		11,2411	0,0017	1,3071
0,002326		11,4509	0,0021	1,3315
	0,5000	8,2831	0,0121	0,9631
	1,0000	6,1019	0,0221	0,7095
	2,0000	3,2808	0,0421	0,3815
	2,5000	2,2791	0,0521	0,2650
	3,0000	1,6138	0,0621	0,1877
	3,5000	1,1324	0,0721	0,1317
	4,0000	0,7883	0,0821	0,0917
	5,0000	0,1720	0,1021	0,0200

Tableau H.5 : Loi de traction réduite du BFUP

Points choisis			Fonction adimensionnelle	
ε_{lab} (m/m)	w (mm)	σ_t (MPa)	ε_{ATENA}	σ / f_t
0,000191		7,2000	0,0000	1,0000
0,001291		8,7400	0,0011	1,2139
	0,5000	6,3226	0,0111	0,8781
	1,0000	4,6577	0,0211	0,6469
	2,0000	2,5043	0,0411	0,3478
	2,5000	1,7397	0,0511	0,2416
	3,0000	1,2318	0,0611	0,1711
	3,5000	0,8644	0,0711	0,1200
	4,0000	0,6017	0,0811	0,0836
	5,0000	0,1440	0,1011	0,0200

Même lorsque l'ajout de raidissement en traction ne semble pas justifié, une faible valeur de 2% à 5% stabilise le comportement numérique et améliore la convergence des modèles. C'est pourquoi le dernier point des courbes de traction des BFHP et des BFUP implémentées dans ATENA ne correspond jamais à une contrainte nulle. De cette façon, on a induit un raidissement en traction de 5% aux BFHP et de 2% au BFUP, tel qu'indiqué aux Tableaux H.2 à H.5.

H.2 Compression

La loi de réduction de la résistance en compression pour les matériaux NLCem2User est présentée au Tableau H.6.

Tableau H.6 : Fonction adimensionnelle de la réduction de la résistance en compression du matériau NLCem2User

ε_f	$r_c = \sigma_c / f'_c$
0,0000	1,00
0,0010	1,00
0,0025	0,80
1,0000	0,80

H.3 Cisaillement

Les fonctions de cisaillement sont présentées au Tableau H.7. À l'instar des Tableaux H.2 à H.5, la déformation de localisation est inscrite en gras. Pour les BFUP, comme aucun problème de convergence n'était rencontré durant les analyses, la loi de cisaillement par défaut générée par le logiciel était gardée telle quelle.

Pour tous les bétons, la réduction de la résistance en cisaillement causée par la fissuration était définie selon la fonction générée par défaut par le logiciel.

Tableau H.7 : Fonction adimensionnelle pour le comportement en cisaillement

BFHP dalle BFHP		BFHP dalle hybride	
ε_f	G / G_c	ε_f	G / G_c
0,0000	1,0000	0,0000	1,0000
0,0020	0,8237	0,0020	0,8500
0,0400	0,8050	0,0600	0,8388
0,0750	0,6902	0,1000	0,7761
0,1000	0,5057	0,1740	0,5615
0,1200	0,4058	0,3400	0,3575
0,1600	0,2811	0,5300	0,2485
0,2150	0,2059	1,3000	0,0500
0,6000	0,0500		

H.4 Tension-compression

Selon les recommandations de Cervenka, en l'absence d'informations à ce sujet, la relation traction-compression du modèle NLCem2User devrait être définie linéairement selon les points donnés au Tableau H.8, de façon à être cohérent avec le modèle NLCem2.

Tableau H.8 : Fonction traction-compression

σ_c / f_c	σ_t / f_t
0,0000	1,00
1,0000	0,80